



# VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

## FAKULTA STAVEBNÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

## ÚSTAV STAVEBNÍ MECHANIKY

INSTITUTE OF STRUCTURAL MECHANICS

## DYNAMICKÁ ANALÝZA ŽELEZNIČNÍ MOSTNÍ KONSTRUKCE

DYNAMIC ANALYSIS OF RAILWAY BRIDGE

### DIPLOMOVÁ PRÁCE

DIPLOMA THESIS

### AUTOR PRÁCE

AUTHOR

Bc. Martina Mojrová

### VEDOUCÍ PRÁCE

SUPERVISOR

Ing. ALEŠ NEVAŘIL, Ph.D.

BRNO 2017



# VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ FAKULTA STAVEBNÍ

STUDIJNÍ PROGRAM

N3607 Stavební inženýrství

TYP STUDIJNÍHO PROGRAMU

Navazující magisterský studijní program s prezenční formou studia

STUDIJNÍ OBOR  
PRACOVISŤE

3607T009 Konstrukce a dopravní stavby  
Ústav stavební mechaniky

## ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

DIPLOMANT

Bc. Martina Mojrová

NÁZEV

Dynamická analýza železniční mostní konstrukce

VEDOUCÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

Ing. Aleš Nevařil, Ph.D.


DATUM ZADÁNÍ

31. 3. 2016

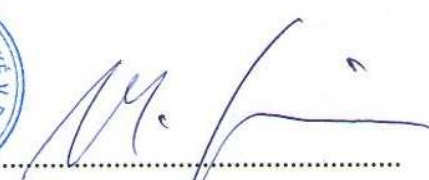
DATUM ODEVZDÁNÍ

13. 1. 2017

V Brně dne 31. 3. 2016

  
prof. Ing. Drahomír Novák, DrSc.  
Vedoucí ústavu



  
prof. Ing. Rostislav Drochytka, CSc., MBA  
Děkan Fakulty stavební VUT

## PODKLADY A LITERATURA

Chung C. Fu, Shuqing Wang: Computational Analysis and Design of Bridge Structures, CRC Press (December 11, 2014), 631 p., ISBN-13: 978-1466579842

David Connor SE: Bridge Problems for the Structural Engineering (SE) Exam: Vertical Loads, CreateSpace Independent Publishing Platform; 1 edition (November 21, 2015), 106 p., ISBN-13: 978-1519192264

David Connor SE: Bridge Problems for the Structural Engineering (SE) Exam: Lateral Loads, CreateSpace Independent Publishing Platform; 1 edition (March 2, 2016), 106 p., ISBN-13: 978-1519335685

ČSN EN 1991-2 Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů

ČSN EN 1990/A1 Zásady navrhování konstrukcí – Změna A1: Příloha A2 použití pro mosty

ČSN 73 6201 Projektování mostních objektů

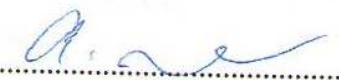
## ZÁSADY PRO VYPRACOVÁNÍ (ZADÁNÍ, CÍLE PRÁCE, POŽADOVANÉ VÝSTUPY)

Studentka sestaví výpočtový model železničního mostu v prostředí SW ANSYS a SW AXIS. Bude se jednat o prostorové prutové a skořepinové modely. Budou určeny modální charakteristiky konstrukce, odezva na statické a dynamické zatížení dopravou. V práci bude porovnán vliv kvality jednotlivých modelů na vypočtené veličiny.

## STRUKTURA BAKALÁŘSKÉ/DIPLOMOVÉ PRÁCE

**VŠKP** vypracujte a rozčleňte podle dále uvedené struktury:

1. Textová část VŠKP zpracovaná podle Směrnice rektora "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací" a Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací na FAST VUT" (povinná součást VŠKP).
2. Přílohy textové části VŠKP zpracované podle Směrnice rektora "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací" a Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací na FAST VUT" (nepovinná součást VŠKP v případě, že přílohy nejsou součástí textové části VŠKP, ale textovou část doplňují).



Ing. Aleš Nevařil, Ph.D.

Vedoucí diplomové práce

# Abstrakt

Náplní práce je určení modálních charakteristik konstrukce mostu přes řeku Dyji nedaleko Břeclavi, a to v prostředí softwaru ANSYS a softwaru AxisVM. Tyto charakteristiky jsou porovnány s výsledky dynamické zatěžovací zkoušky, jež byla na mostě provedena, i mezi sebou. V práci je dále posouzena odezva na statické zatížení dopravou v rámci ověřování nutnosti provedení dynamické analýzy. Dále je nasimulováno dynamické zatížení dopravou a výsledky simulace jsou porovnány s výsledky dynamické analýzy provedené v rámci projektu.

Cílem práce je provést několik statických a dynamických úloh a jejich výsledky porovnat se skutečným měřením, s výpočtem a porovnat vliv modelu na určité veličiny.

# Abstract

The content of work is to determine modal characteristics of bridge construction over the Dyje river near Břeclav. That is done in ANSYS software and AxisVM software. These characteristics are compared with results from dynamic loading test and they are compared between themselves. In thesis is also an assessment of response to static traffic loads because of decision about dynamic analysis necessity. Then there is a simulation of dynamic traffic loads and results of this simulation are compared with results of dynamic analysis which was done by the project.

The aim is to do a few static and dynamic tasks and compare results with the real dynamic test and with calculated results and to determinate the effect on certain variables.

# Klíčová slova

Statická analýza, dynamická analýza, vlastní tvary a frekvence, zatěžovací zkouška.

# Key words

Static analysis, dynamic analysis, mode shapes and frequencies, loading test.

# Bibliografická citace

Bc. Martina Mojrová *Dynamická analýza železniční mostní konstrukce*. Brno, 2017. 60 s. Diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav stavební mechaniky. Vedoucí práce Ing. Aleš Nevařil, Ph.D.

# **Prohlášení**

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci zpracoval(a) samostatně a že jsem uvedl(a) všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 13. 1. 2017

---

Bc. Martina Mojrová  
autor práce

## **Poděkování**

Děkuji vedoucímu diplomové práce Ing. Aleši Nevařilovi, Ph.D. za účinnou metodickou a pedagogickou pomoc a další cenné rady při zpracování diplomové práce. Dále děkuji firmě Exprojekt s.r.o. za poskytnutí podkladů a možnosti práce na mostě Oskar, zvláště pak Ing. Davidu Rose za cenné rady a konzultace.

# Obsah

Úvod.....	1
1 Most Oskar.....	2
1.1 Představení mostu .....	2
1.2 Základní technické údaje nosné konstrukce mostu [1] .....	4
2 Výpočetní modely.....	7
2.1 Model v programu ANSYS.....	7
2.2 Model v programu AxisVM.....	13
2.3 Porovnání vybraných výsledků z obou modelů .....	21
3 Modální analýza konstrukce .....	26
3.1 Posouzení konstrukce dle normy ČSN EN 1991-2 ed. 2 [6].....	26
3.1.1 Ověření s ohledem na přetvoření a kmitní železničních mostů [7] .....	27
3.2 Zhodnocení posudku .....	31
4 Dynamická zatěžovací zkouška .....	32
4.1 Popis dynamické zatěžovací zkoušky [9] .....	32
4.2 Program a průběh dynamické zatěžovací zkoušky .....	34
4.3 Porovnání výsledků výpočtů s výsledky dynamické zatěžovací zkoušky .....	37
5 Dynamická analýza.....	40
5.1 Model a schéma zatížení .....	40
5.2 Posouzení a porovnání výsledků dynamické analýzy .....	42
Závěr .....	48
Bibliografie .....	49
Seznam obrázků.....	50
Seznam tabulek.....	52



# Úvod

Diplomová práce řeší vybrané úlohy z oblasti dynamiky na železničním mostě Oskar. Jedná se o ocelový most, který převádí dvojkolejnou železniční trať přes odlehčovací rameno řeky Dyje cca 2,4 km jižně od železniční stanice Břeclav. Most projektovala firma EXprojekt s.r.o., stavbu realizovala firma FIRESTA-Fišer, rekonstrukce, stavby a.s. Zadavatelem stavby byla Správa železniční dopravní cesty, státní organizace, Stavební správa východ.

Práce se zabývá modální analýzou konstrukce, tedy vlastními tvary a kmitáním konstrukce a jejich posouzením. Tato analýza je provedena ve dvou programech – v programu ANSYS a v programu AxisVM. Výsledky z této analýzy a další výsledky z obou programů jsou mezi sebou porovnány.

Vzhledem k jedinečnosti stavby bylo na mostě provedeno několik různých měření, jež ukazují skutečné chování konstrukce a také ověřují vypočítané a předpokládané parametry uvažované v projektu. Jedním z měření byla dynamická a brzdňá zatěžovací zkouška, jejíž vybrané výstupy jsou uvedeny v této práci a jsou porovnávány s výsledky z výpočetních modelů.

V rámci práce je provedena simulace pojezdu vlakem a následně dynamická analýza, jejíž výsledky jsou porovnány s výsledky simulací jež byly získány v rámci projektu.

# 1 Most Oskar

## 1.1 Představení mostu

Most Oskar je součástí železničního koridoru mezi Břeclaví a Vídní. Je složen ze dvou identických mostních konstrukcí. Hlavní nosníky nosné konstrukce jsou tvořeny tzv. „sítovaným obloukem“.



Obr. 1: Most Oskar [1].

Most byl navržen během pouhých dvanácti měsíců v roce 2014, v listopadu 2014 byla zahájena stavba, v lednu 2016 byl po úspěšné zatěžovací zkoušce zahájen zkušební provoz na první nosné konstrukci, na konci července 2016 byla uvedena do zkušebního provozu i druhá nosná konstrukce. Ke konci srpna 2016 proběhla dynamická zatěžovací zkouška a brzdná zatěžovací zkouška a 7. 10. 2016 byla stavba oficiálně ukončena.

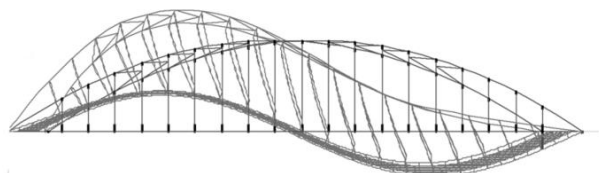
Zvolené technické řešení je jednoznačně ovlivněno zadáním projektu. Nejvíce ovlivňujícími podmínkami byl způsob financování stavby, termín zahájení realizace stavby a zvýšení traťové rychlosti na 160 km/h. Z těchto podmínek pak vyplynuly další komplikace jako například vyřizování územního řízení, studie dopadu stavby na životní prostředí (stavba je v lokalitě, kde hnízdí orel mořský a nachází se zde více než osm různých druhů zájmů ochrany životního prostředí), protipovodňová opatření apod. Výsledkem jednání s úřady a se složkami investora stavby je jednopolový most, který musel být navržen jako šikmý ( $41^\circ$ ), aby respektoval stávající úhel křížení, nezměnil celkovou průtočnou kapacitu koryta a aby nezasahoval do těsního jádra protipovodňové hráze [2].

První posuzovanou variantou statického systému mostu byl tzv. Langrův trám. Ten ale při daném rozpětí a při dané šikmosti neměl dostatečnou tuhost a vykazoval nevyhovující vlastní frekvence. Jak je patrné z Obr. 2, první ohybový tvar konstrukce je přibližně sinusová vlna s amplitudami cca ve čtvrtinách rozpětí, a proto pro něj platí přísnější limity vlastních frekvencí. Na základě provedených výpočtů a testů byl nakonec navržen tzv. „síťovaný oblouk“, který v prvním vlastním tvaru kmitá na celé délce rozpětí a má výrazně vyšší tuhost, což příznivě redukuje vliv šikmého uložení [3].

#### LANGERŮV TRÁM

$$f_0 = 1,15 \text{ Hz} < 2,36 \text{ Hz} = f_{0,\min}$$

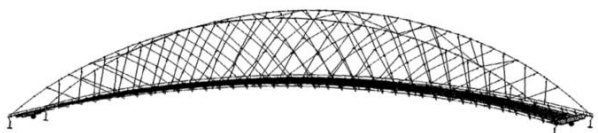
48%



#### SÍŤOVANÝ OBLOUK

$$f_0 = 1,94 \text{ Hz} > f_{0,\min} = 1,57 \text{ Hz}$$

124%



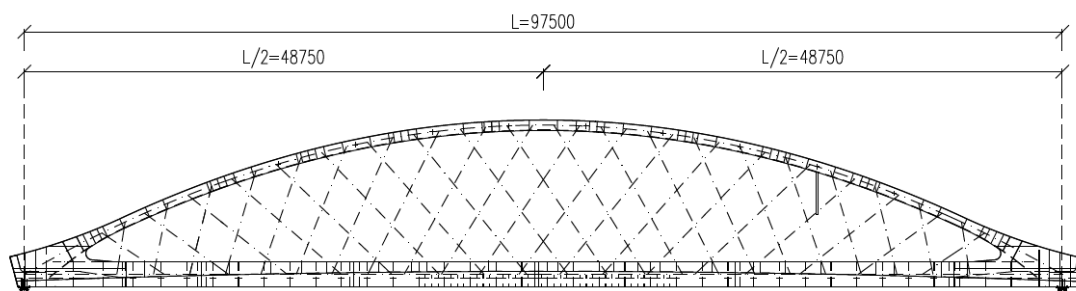
Obr. 2: Porovnání vlastních tvarů a frekvencí Langrova trámu a síťovaného oblouku [3].

Hodnoty vlastních frekvencí uvedené v Obr. 2 vycházejí z prvotních návrhů mostu a později byly v projektu zpřesněny. Zároveň se liší od hodnot zjištěných v rámci diplomové práce, což je zdůvodněno v dalších kapitolách.

Jednou z dalších zajímavostí mostu jsou svařovaná táhla bez závitů, které umožňují dodatečnou rektifikaci sil v táhlech. Toto řešení bylo vybráno z mnoha důvodů, např. svařovaná táhla mají v připojení vyšší ohybovou tuhost, což významně ovlivňuje jejich kmitání. Na druhou stranu vznikla složitá úloha napínání táhel, která vyžadovala velmi složité matematické zpracování a velmi přesný statický model. Vzhledem k termínům stavby bylo nutno přistoupit k řízené montáži táhel a aktivaci táhel v několika etapách. Táhla byla napínána rovnou takovými silami, aby po napnutí poslední sady táhel došlo k nastavení požadovaných výsledných sil ve všech táhlech mostu hned napoprvé. Další rektifikace táhel by s ohledem na zjištěnou citlivost vzájemných závislostí sil v táhlech nebyla prakticky proveditelná. Byla tedy vyvinuta a naprogramována unikátní metoda, jež umožnila návrh postupu výstavby i přes silně nelineární chování táhel a zahrnovala vliv celé řady statistických faktorů (vliv imperfekcí táhel, natočení konců táhel, nerovnoměrné svaření, smrštění od svařování, rozptyl teploty nosné konstrukce a táhla, nedokonalosti podepření, nepřesnosti měření, ovlivnění fixace táhla po napnutí nahříváním pro svaření a další) [2].

Na konstrukci je umístěno několik měřicích zařízení, kterými je mostní konstrukce s ohledem na složitost, atypičnost a využití celé řady nových postupů a detailů dále monitorována kontinuálním měřením po celkovou dobu 3,5 roku [2].

Nosná konstrukce je ocelová. Hlavní nosníky působí jako tzv. „síťovaný oblouk“, kdy trám hlavního nosníku je vyztužen netuhým obloukem a prostor mezi obloukem a trámem vyplňuje systém táhel v síťovaném uspořádání. Mostovka je navržena ortotropní s podélnými a příčnými výztuhami. Uložení mostu je šikmé ( $41^\circ$ ), s přesazením hlavních nosníků o délku 8,07 m. Teoretické rozpětí hlavních nosníků je 97,50 m.



Obr. 4: Vzorový příčný řez.

### **Trámy hlavního nosníku**

Trám vnitřního hlavního nosníku má po délce konstrukční výšku 2,40 m a šířku 0,80 m. Průřez je uzavřený, obdélníkový. Trám vnějšího hlavního nosníku má konstrukční výšku 2,40 m a šířku 1,085 m. Průřez je uzavřený, obdélníkový. Vnější stojina průřezu po délce mostu je rozdělena na dvě části se vzájemným odskočením 315 mm, přičemž obě části stojiny po délce mostu plynule mění svoji výšku. Ve střední části nosné konstrukce mostu jsou vnitřní prostory trámů konstrukčně upraveny pro uložení balastu. Do vnitřních i vnějších stojin jsou vevazeny styčníky táhel hlavního nosníku.

### **Oblouky hlavního nosníku**

Oblouk vnitřního hlavního nosníku má po délce mostu konstrukční výšku 1,0 m a šířku 0,80 m. Průřez je uzavřený, obdélníkový. Oblouk vnitřního hlavního nosníku má po celé délce mostu konstrukční výšku 1,0 m a šířku 1,115 m. Průřez je uzavřený, obdélníkový. Oba oblouky jsou složeny ze dvou průřezů – průřez „portál“ a „meziportál“. Oblouk má tvar paraboly  $2^\circ$ . Teoretické vzepětí oblouku činí  $f = 14,0$  m.

### **Systém ztužidel oblouků hlavního nosníku**

Oblouky hlavních nosníků jsou ztuženy systémem ztužidel, která jsou rozdělena do tří typů průřezů:

- diagonála portálová – uzavřený, obdélníkový průřez,
- diagonála běžná – trubka,
- příčel – uzavřený, obdélníkový průřez.

### **Táhla hlavního nosníku**

Táhla hlavního nosníku jsou navržena v síťovaném uspořádání. Navržen je kruhový průřez. Na každém hlavním nosníku se nachází 20 ks táhel v jednom a 20 ks táhel v druhém směru.

### **Mostovkový plech**

Mostovkový plech je běžně po celé délce mostu navržen z plechu P14 mm. V koncových oblastech ocelové konstrukce mostu jsou však navrženy další dvě tloušťky plechů P35 mm v oblasti koncové příčné výztuhy a P25 mm mezi nimi.

### **Podélné výztuhy mostovkového plechu**

Podélné výztuhy mostovkového plechu v oblasti mezi jeho úžlabími jsou od sebe příčně vzdáleny 570 mm a jsou provedeny z plechu P22  $\times$  280 mm. V oblasti za úžlabími se nachází další podélná výztuha z P22  $\times$  200 mm a je vzdálena od nejbližší podélné výztuhy 718 mm. Mostovkový plech je tak vyztužen 8 ks podélných výztuh.

V koncových oblastech jsou podélné výztuhy navrženy s konstrukčními rozdíly. Jednak jsou navrženy rozdílné tloušťky a jednak jsou výztuhy upraveny pro potřeby systému řízené dilatace mostu.

### **Příčné výztuhy mostovkového plechu**

Běžné příčné výztuhy mostovkového plechu jsou navrženy z průřezu ve tvaru obráceného písmene „T“. Jejich vzájemná vzdálenost činí běžně 2,42 m. Stojiny středního montážního dílce jsou z plechu P14 mm, stojiny krajních montážních dílců jsou z plechu P16 mm. Dolní pásnice jsou z plechu P25 × 250 mm. Na dolní pásnice ve střední části mostu jsou navařeny kolejnice revizního zařízení mostu. Stojinami příčných výztuh, kde se nachází systém řídicích tyčí, jsou provedeny prostupy, které jsou vyztuženy vevařenou trubkou.

Příčné výztuhy v koncových oblastech jsou od sebe vzdáleny 2,62 m a 2,82 m. Dvě příčné výztuhy jsou vlivem šikmosti uložení hlavních nosníků zkrácené. Jejich výškový průběh je odlišný od běžných příčných výztuh, jejich dolní pásnice musí být totiž v místě připojení na dolní pásnici koncové příčné výztuhy ve stejné výškové úrovni. Zkrácené příčné výztuhy běžné mají po celé jejich délce stojinu z P25 mm.

Koncová příčná výztuha má teoretické rozpětí 10,72 m. Průřez tvoří trojstěnný uzavřený průřez. Dolní pásnice má spodní výškový náběh – výškový rozdíl oproti dolním pásnicím běžných příčných výztuh činí -300 mm. Prvek je hustě vyztužen nosnými diafragmaty, která jsou běžně z P25 mm.

### **„Chodníky“ v oblasti koncových příčných výztuh**

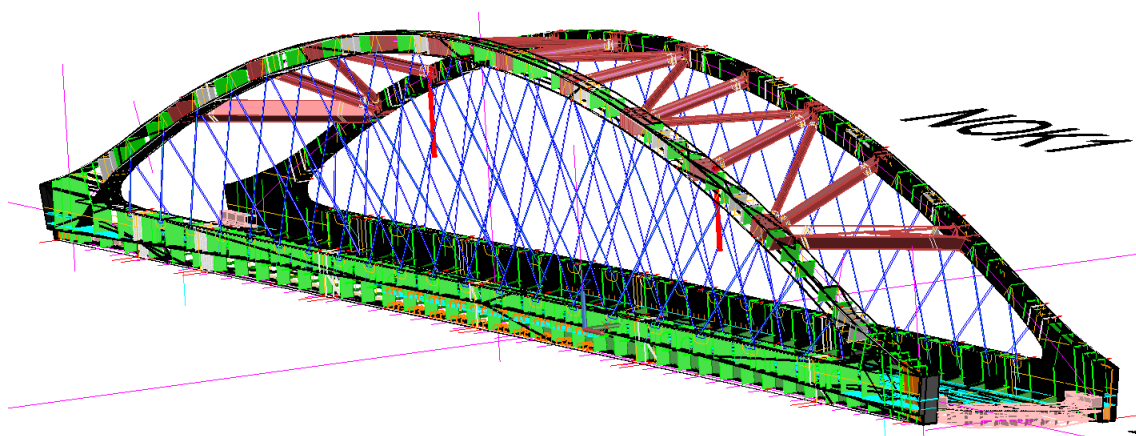
V oblastech napojení koncových příčných výztuh na trámy hlavních nosníků jsou navrženy „chodníky“. Jedná se o konstrukci, která plní z části statickou funkci a z části je navržena z konstrukčních důvodů.

## 2 Výpočetní modely

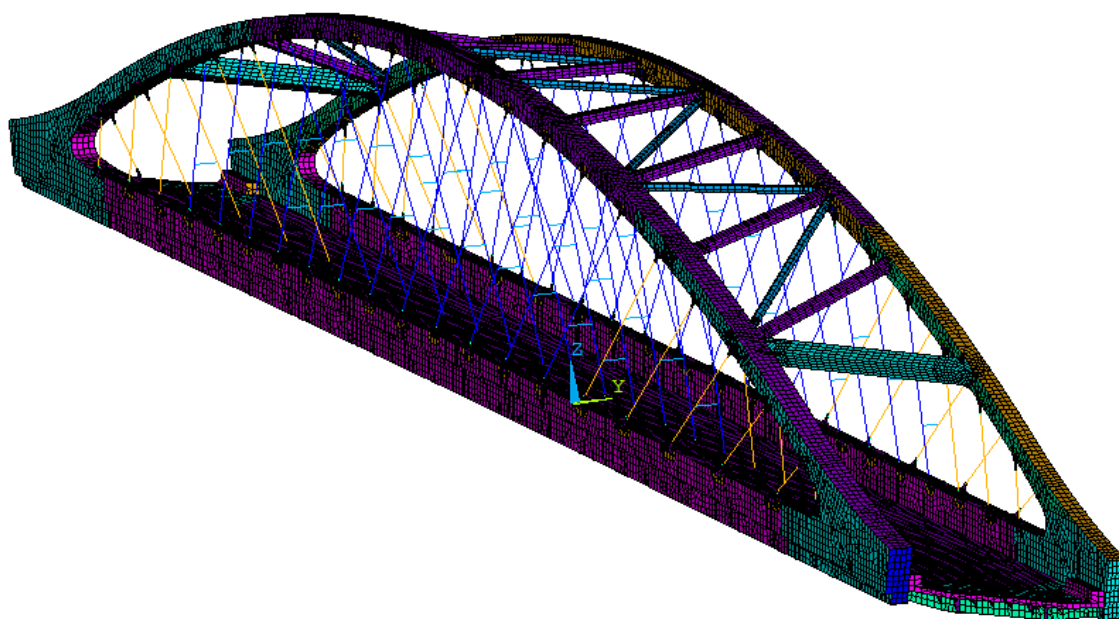
Pro veškeré výpočty byly v souladu se zadáním použity dva softwary, a to program pro statickou, dynamickou a únavovou analýzu konstrukce metodou konečných prvků ANSYS Mechanical APDL 14.5 [4] a program pro analýzu a návrh konstrukcí metodou konečných prvků AxisVM 13 R3d [5].

### 2.1 Model v programu ANSYS

Pro vytvoření geometrie v prostředí programu ANSYS je použit podklad poskytnutý firmou EXprojekt s.r.o. [1], jímž je 3D model celé konstrukce složený z různých křivek a ploch.



Obr. 5: Geometrie modelu [1].



Obr. 6: Celkový model konstrukce.

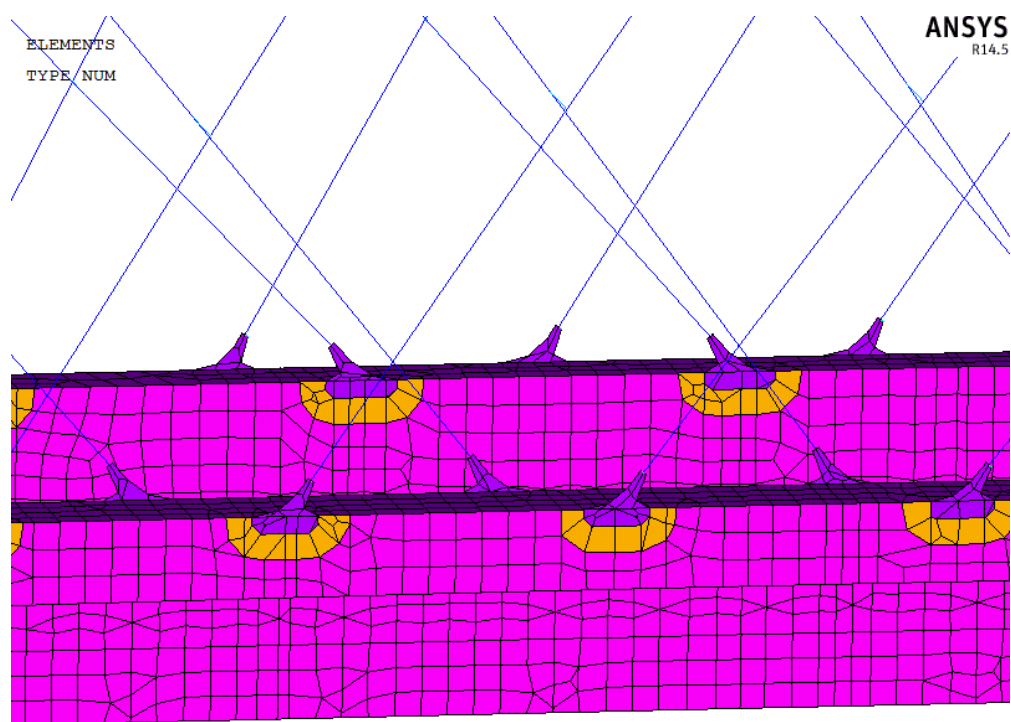


Model je sestaven ze skořepin a prutů. Veškeré plechy jsou modelovány pomocí čtyřuzlových plošných prvků SHELL 181. Pro každou tloušťku plechu je prvek nadefinován zvlášť a v nabídce „section data“ mu je přiřazena příslušná tloušťka. Táhla jsou definována pomocí dvouuzlových prvků BEAM 188. Táhla na mostě mají dva různé průřezy, a to kruhový průřez o průměru 90 mm a průřez o průměru 120 mm. Průřezy byly prvkům opět přiřazeny v nabídce „sections“. Pro výstižné vymodelování připojení táhel k hlavnímu trámu mostu je náběh táhla vymodelován pomocí prvku SHELL 181 tloušťky 80 mm, ke kterému je připojen prutový prvek táhla. Aby nevznikaly vysoké koncentrace napětí v místě připojení prutu na deskostěnu, je na konci každého náběhu příčně vymodelovaný krátký prut o průměru 80 mm, viz Obr. 9.

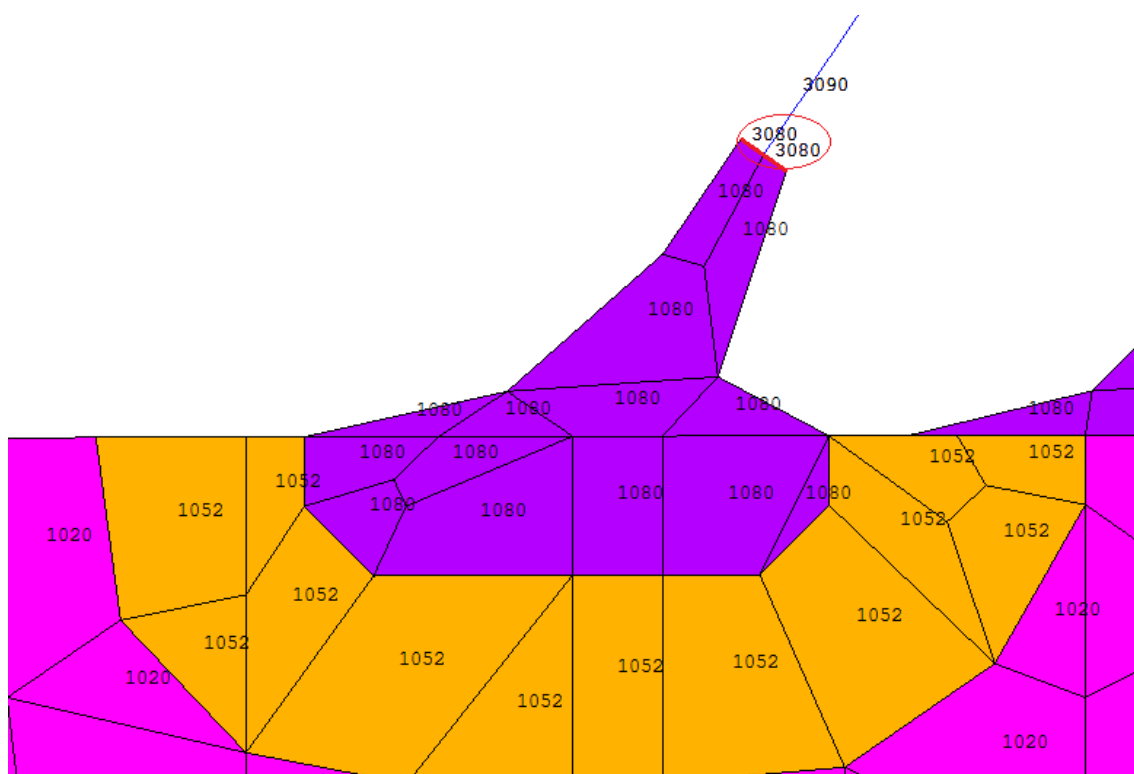


Obr. 7: Fotografie připojení táhla k trámu [1].





Obr. 8: Připojení táhel k hlavním trámům.



Obr. 9: Detail připojení táhla s čísly prvků.

Materiálové charakteristiky použité v modelu jsou uvedeny v Tab. 1.

Tab. 1: Materiálové vlastnosti zadané v programu ANSYS.

		$E_x$ [Pa]	$\nu$ [-]	$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]
1	Ocel	$2,1 \cdot 10^{11}$	0,3	7850
2	Elastomer	$1,0 \cdot 10^7$	0,3	1300

$E_x$  Modul pružnosti

$\nu$  Poissonův součinitel

$\rho$  Hustota

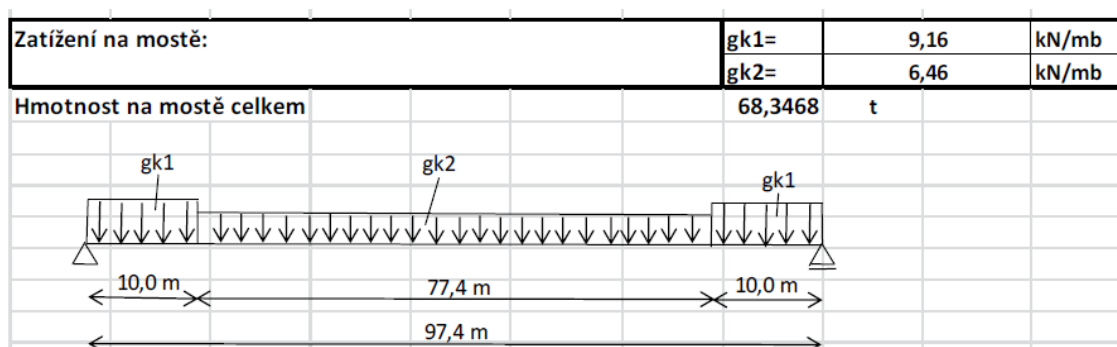
Podepření konstrukce je zvoleno na základě skutečného podepření konstrukce. Na mostě jsou použita čtyři všesměrná kalotová ložiska, tudíž je v každém rohu mostu vybrán uzel v místě ložiska, kterému je odebrán posun ve směru osy  $z$ . Pro přenos příčných vodorovných sil jsou na konstrukci umístěna dvě vodící příčně pevná ložiska, jedno na každé straně nosné konstrukce. Dále je na mostě použit systém řízené dilatace mostu, jež ve zkratce představuje řídicí tyč, probíhající celou délkou mostu, a na koncích mostu páky, díky nimž most dilatuje na obě strany rovnoměrně. Tento systém je napojen na zmíněná vodící ložiska. V souladu s tímto zařízením jsou tedy další okrajové podmínky zadány následovně:

- na obou koncích mostu uprostřed šířky konstrukce, jsou vybrány uzly, kterým je odebrán posun ve směru osy  $y$ ,
- uprostřed mostu je uzel, kterému je odebrán posun ve směru osy  $x$ .

Zatížení na konstrukci je zadané jako vlastní tíha, kterou generuje program sám, a ostatní stálé zatížení je nadefinováno pomocí prvků SURF 154. Tyto prvky jsou umístěny totožně s prvky představujícími plechy, na které působí zatížení. Jsou nadefinovány pro každou hodnotu zatížení zvlášť a v nabídce „Real constants“ je každému přiřazena hmotnost v kilogramech působící na konstrukci.

Tíha kolejového lože, balastu, železničního svršku a izolace kolejového lože je převzata z podkladů, kde jsou uvedeny skutečné navážky materiálu a skutečné tíhy jednotlivých prvků instalovaných na most. Do modelu nejsou brány výpočtové hodnoty použité ve statickém výpočtu, ale skutečné hodnoty zatížení proto, aby bylo možné lépe porovnat výsledky z modelů s výsledky z měření. Balastem je označen sypký materiál, jímž jsou vyplněny komory hlavních trámů po délce 24,2 m uprostřed mostu.

Kvůli působení bezстыkové koleje je na koncích mostu použit jiný typ pražce a upevnění než na zbytku mostu. Z toho plyne i rozdílná hmotnost železničního svršku. Skutečné zatížení železničním svrškem je znázorněno na schématu v Obr. 10. Zatížení bylo následně přepočteno na tíhu působící na jednotku plochy.



Obr. 10: Zatížení od železničního svršku.

Trámy mostní konstrukce jsou po částech předěleny ztužujícími plechy na jednotlivé komory. Tyto komory jsou pak předěleny vertikálně další výtuhou, což každou komoru dělí na dvě části. Celková hmotnost sypaného materiálu v trámech, tedy balastu, je 134,4 tun. Z toho 21,18 t je ve spodní části vnitřního trámu, 45,49 t v horní části vnitřního trámu, 21,18 t ve spodní části vnějšího trámu a 45,54 t v horní části vnějšího trámu. Tyto hodnoty jsou přepočítány na hmotnost na jednotku plochy a zadány příslušným prvkům modelu.

Šterkového lože je na konstrukci navezeno celkem 763,73 tun. Tato tíha byla opět přepočtena na tíhu na jednotku plochy a připočtena k dalšímu stálému zatížení působícímu na mostovkový plech.

V programu je namodelován pojezd vlakem. Měníci se zatížení je zadáváno pomocí jednoduzlových prvků MASS21 představujících hmotné body. Ty jsou zadány na již existující uzly mostovky. Mostovka je rozdělena po řadách s tím, že pro každou řadu je nadefinován zvlášť prvek MASS21, viz Obr. 11. Příčně je zatížení od vlaku rozneseno na šířku dle schématu na Obr. 12, což představuje devět uzlů mostovky. Pomocí nabídky „Real constans“ je možné prvkům zadávat tíhu. Pro simulaci pojezdu vlakem je použita transientní analýza. Simulace je provedena pomocí makra, díky němuž se pomocí cyklů mění „Real constans“ vybraných MASS prvků, a je zadán čas, ve kterém se vlak v dané poloze nachází. Čas je spočítán z požadované rychlosti vlaku a vzdálenosti kroku, po kterém se „vlak“ pohybuje.

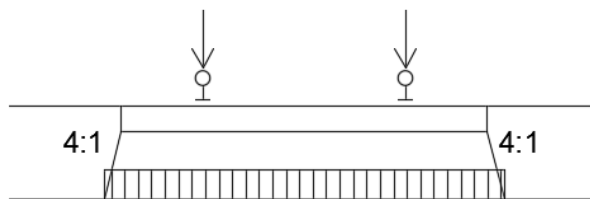
```

1
ELEMENTS
TYPE NUM

8178 8177 8176 8175 8174 8173 8172 8171 8170 8169 8168 8167 8166 8165 8164 8163 8162 8161 8160
8178 8177 8176 8175 8174 8173 8172 8171 8170 8169 8168 8167 8166 8165 8164 8163 8162 8161 8160
8178 8177 8176 8175 8174 8173 8172 8171 8170 8169 8168 8167 8166 8165 8164 8163 8162 8161 8160
8178 8177 8176 8175 8174 8173 8172 8171 8170 8169 8168 8167 8166 8165 8164 8163 8162 8161 8160
8178 8177 8176 8175 8174 8173 8172 8171 8170 8169 8168 8167 8166 8165 8164 8163 8162 8161 8160
8178 8177 8176 8175 8174 8173 8172 8171 8170 8169 8168 8167 8166 8165 8164 8163 8162 8161 8160
8178 8177 8176 8175 8174 8173 8172 8171 8170 8169 8168 8167 8166 8165 8164 8163 8162 8161 8160
8178 8177 8176 8175 8174 8173 8172 8171 8170 8169 8168 8167 8166 8165 8164 8163 8162 8161 8160
8178 8177 8176 8175 8174 8173 8172 8171 8170 8169 8168 8167 8166 8165 8164 8163 8162 8161 8160
8178 8177 8176 8175 8174 8173 8172 8171 8170 8169 8168 8167 8166 8165 8164 8163 8162 8161 8160

```

Obr. 11: Způsob nadefinování MASS prvků.



Obr. 12: Schéma příčného roznosu zatížení vlakem.

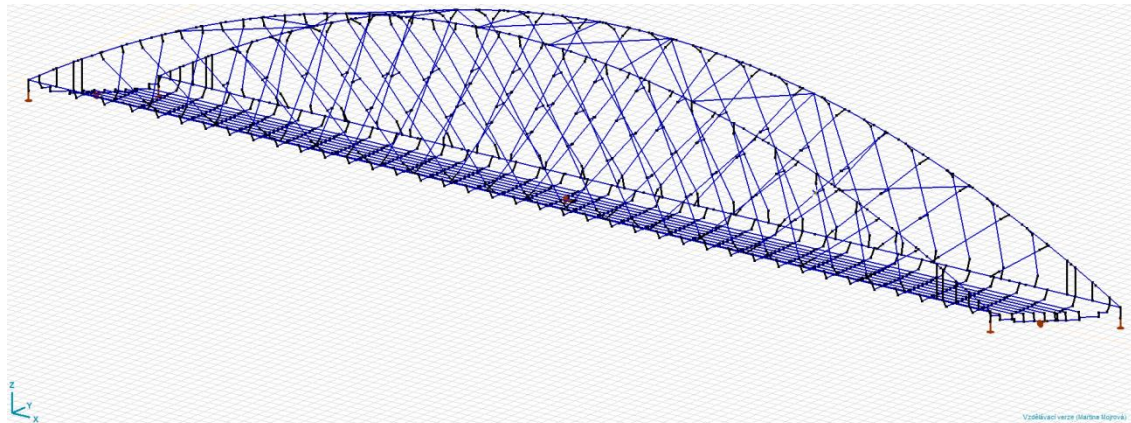
Ukázka makra jednoho časového kroku transientní analýzy:

```
*DO, I, 8001, 8293, 1
R, I, , , 0, , ,
*ENDDO
*DO, J, 0, 278, 68
*DO, I, 8161+J, 8165+J, 1
R, I, , , 378, , ,
*ENDDO
*ENDDO
*DO, J, 0, 278, 68
*DO, I, 8169+J, 8173+J, 1
R, I, , , 378, , ,
*ENDDO
*ENDDO
*DO, J, 0, 278, 68
*DO, I, 8210+J, 8214+J, 1
R, I, , , 378, , ,
*ENDDO
*ENDDO
*DO, J, 0, 278, 68
*DO, I, 8218+J, 8222+J, 1
R, I, , , 378, , ,
*ENDDO
*ENDDO
TIME, 6.9712
SOLVE
```

V programu je provedena statická analýza na vyhodnocení deformace konstrukce a reakcí od stálého zatížení. Dále pak modální analýza na vyhodnocení vlastních tvarů a frekvencí konstrukce a transientní analýza na vyhodnocení dynamických účinků od pojezdu vlakem.

## 2.2 Model v programu AxisVM

Stejně jako v předešlém modelu je použita geometrie poskytnuta firmou EXprojekt s.r.o. [1]. Typ modelu je zvolen jako jednoduchý prutový.



Obr. 13: Prutový model konstrukce.



Obr. 14: Rendrovaný model konstrukce.

Jednotlivé pruty jsou připojeny pomocí tuhých ramen tak, aby byla zajištěna excentricita prvků vůči sobě. Jednotlivé části mostovkového plechu jsou definovány jako horní pásnice příčníků. Konce oblouků jsou ztuženy několika tuhými rameny, aby byl co nejvěrněji vystižen skutečný relativně tuhý tvar konců oblouku. Veškeré průřezy prutů jsou nadefinovány dle projektové dokumentace mostu [1].

Materiály použité v modelu jsou nadefinované podle materiálů navržených v projektu. Jejich jednotlivé charakteristiky jsou převzaty přímo z programu a uvedeny v Tab. 2 na straně 14.

Tab. 2: Materiálové vlastnosti zadané v programu AxisVM

Jméno	Národní návrhová norma	Model	$E_x$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$E_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\nu$ [-]	$\alpha_T$ [1/°C]	$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_y^*$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u^*$ [N/mm <sup>2</sup> ]
1 S 355	Eurocode -CZ	Lineární	210000	210000	0,30	1,2E-5	7850	355,00	510,00	335,00	470,00
3 S 235	Eurocode -CZ	Lineární	210000	210000	0,30	1,2E-5	7850	235,00	360,00	215,00	360,00
4 S 460	Eurocode -CZ	Lineární	210000	210000	0,30	1,2E-5	7850	460,00	540,00	430,00	540,00
5 elastomer	Eurocode -CZ	Lineární	10	10	0,30	7,7E-5	1300				

$E_x$  Modul pružnosti ve směru  $x$

$E_y$  Modul pružnosti ve směru  $y$

$\nu$  Poissonův součinitel

$\alpha_T$  Součinitel teplotní roztažnosti

$\rho$  Hustota

$f_y$  Mez kluzu

$f_u$  Mez pevnosti

$f_y^*$  Mez kluzu pro tl. > 40 mm

$f_u^*$  Mez kluzu pro tl. > 40 mm



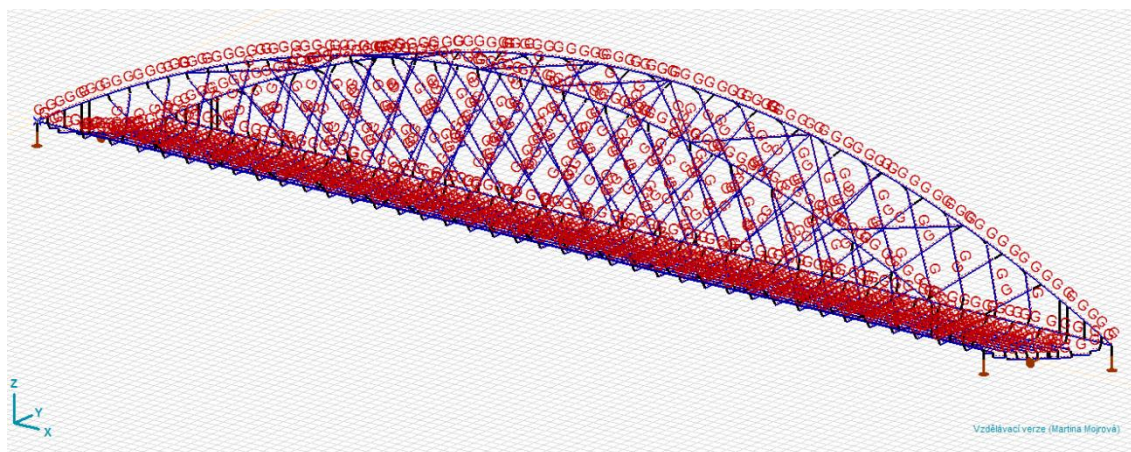
Podepření konstrukce bylo zvoleno stejně jako v programu ANSYS:

- kloubové podpory zabráňující posunu ve směru osy  $z$  v každém rohu konstrukce,
- kloubové podpory zabráňující posunu ve směry osy  $y$  uprostřed šířky mostu na každém jeho konci,
- jedna kloubová podpora, zabráňující posunu ve směru osy  $x$  uprostřed konstrukce, která zajišťuje rovnoměrné deformace obou konců mostu, stejně jako systém řízené dilatace, jenž byl na mostě použit.

Zatížení definované v programu AxisVM je rozděleno do několika zatěžovacích stavů. Jednotlivé zatěžovací stavy jsou popsány níže.

### ZS1 – vlastní tíha konstrukce

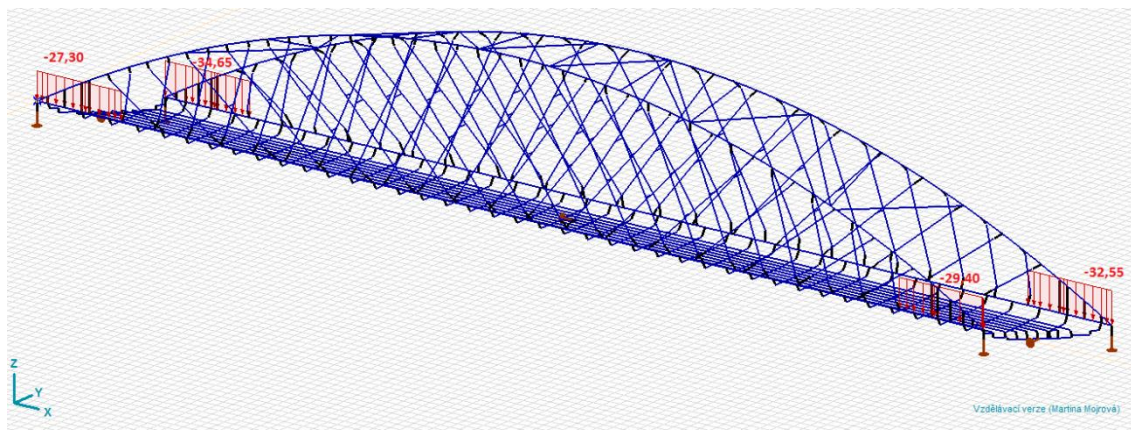
Vlastní tíha konstrukce je generována softwarem a je zadána na veškeré prvky použité v modelu.



Obr. 15: Vlastní tíha.

### ZS2 – doplněk vlastní tíhy

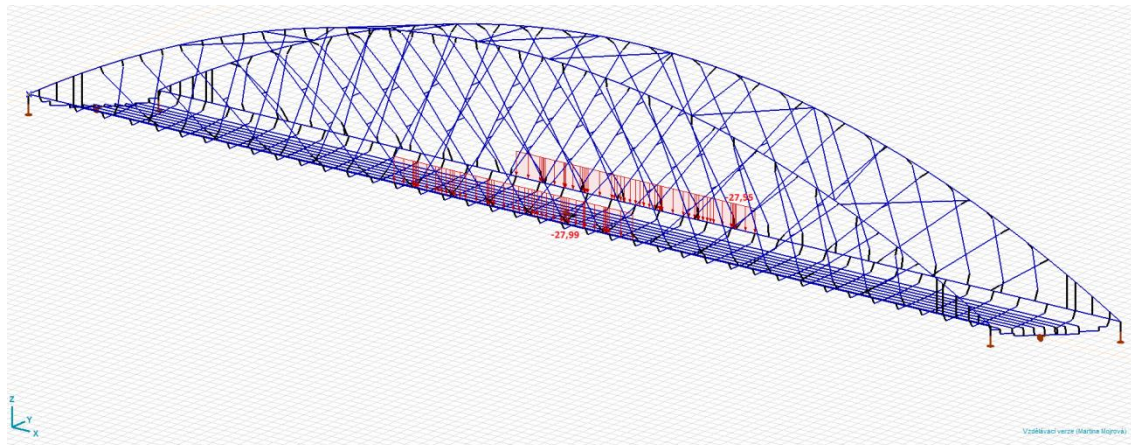
Doplněk vlastní tíhy je liniové zatížení u konců oblouků, které představuje zatížení od zárodků oblouků, které nejsou v modelu vymodelovány.



Obr. 16: Doplněk vlastní tíhy.

### ZS3 – Balast

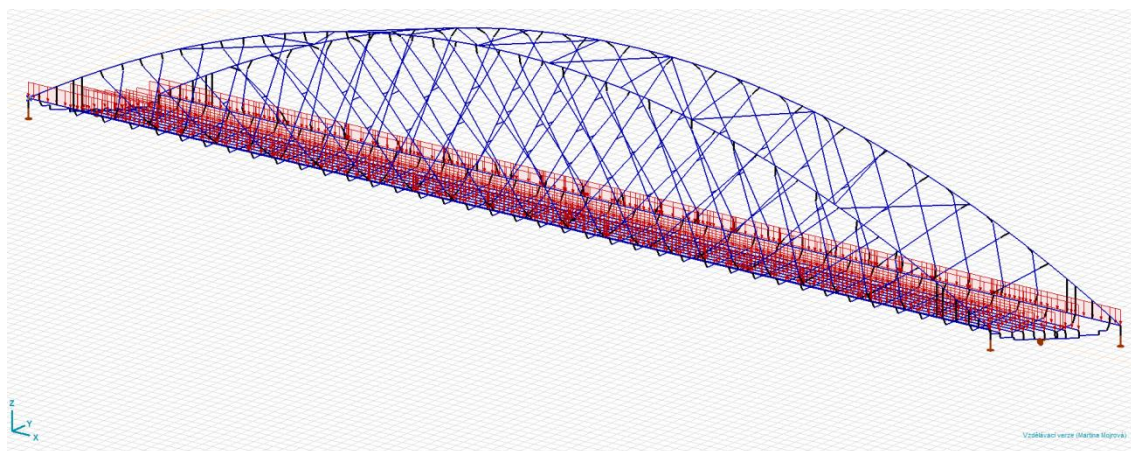
Balast je v tomto modelu přepočten na liniová zatížení odpovídající tíze nasypaného materiálu v komorách nosníků.



Obr. 17: Balast.

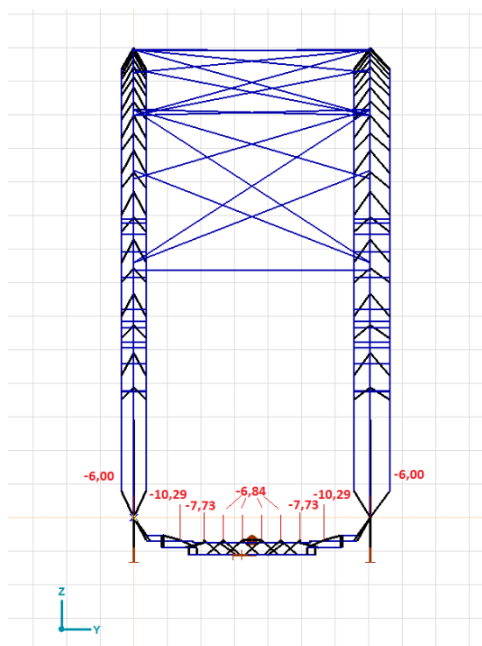
### ZS4 – Kolejové lože

Tíha kolejového lože je rozpočítána na základě zatěžovacích šířek na liniová zatížení na jednotlivé podélníky i na krajní trámy, které též zatížení částečně přenáší.



Obr. 18: Kolejové lože.

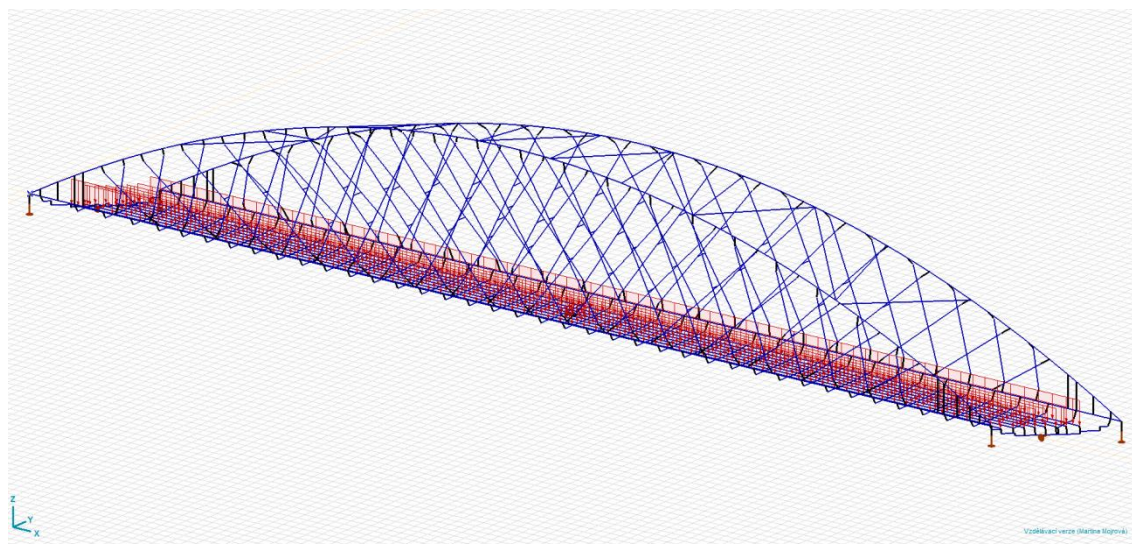




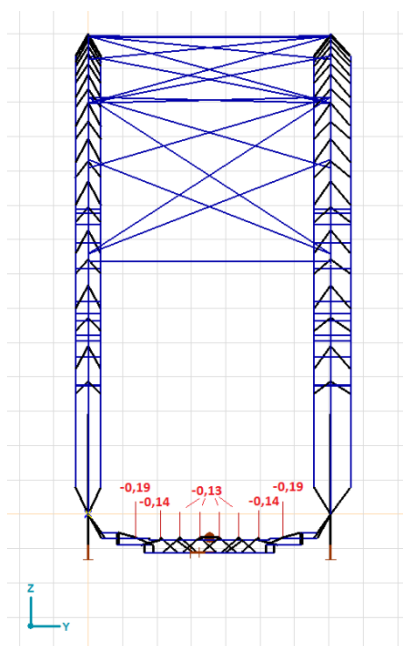
Obr. 19: Hodnoty zatížení kolejovým ložem.

### ZS5 – Izolace kolejového lože

Tíha izolace kolejového lože je stejným způsobem rozpočítána na jednotlivá liniová zatížení.



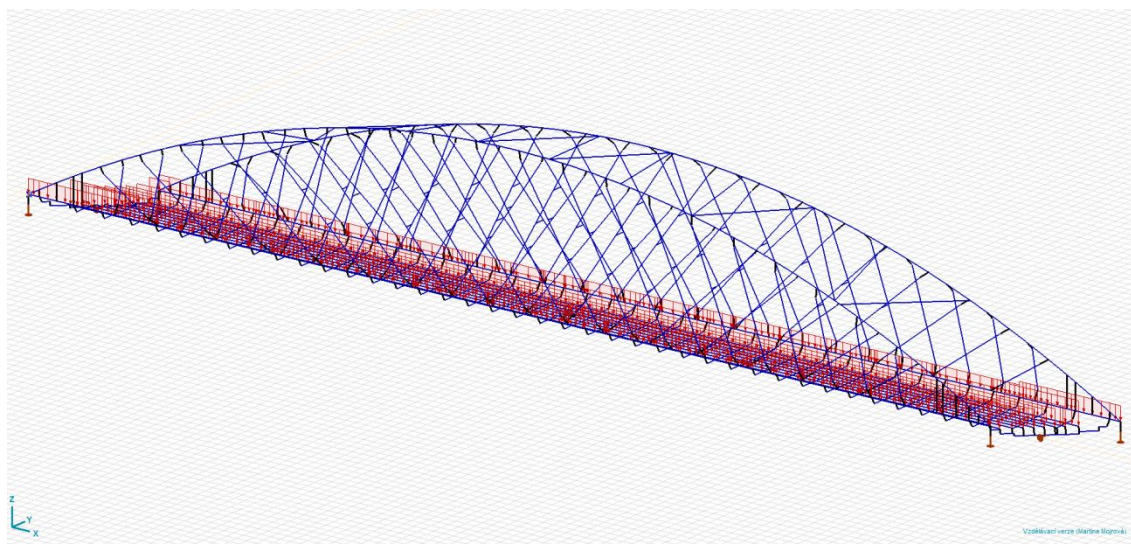
Obr. 20: Izolace kolejového lože.



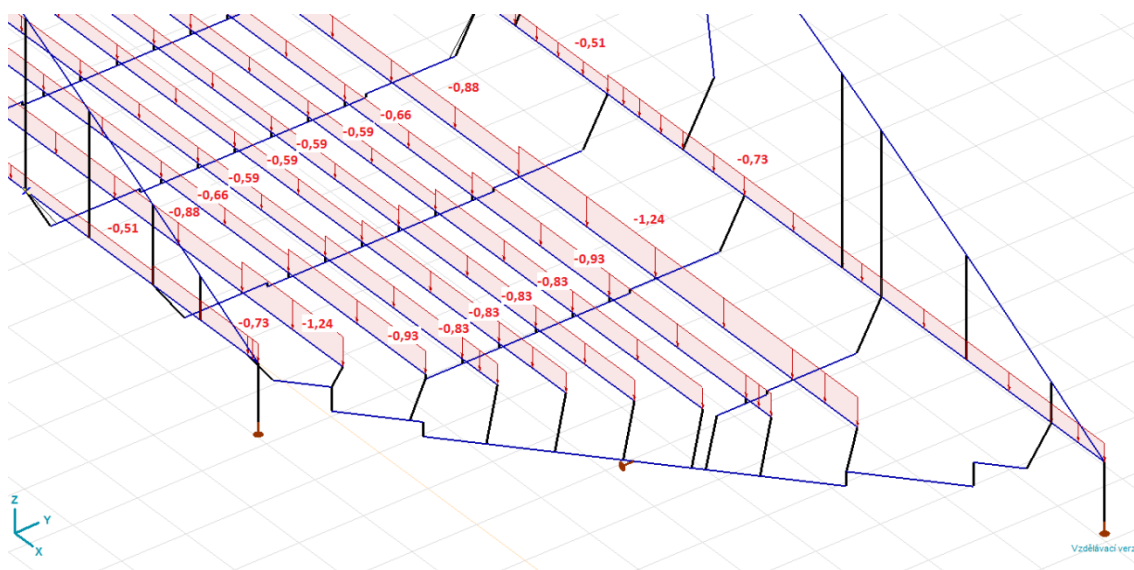
Obr. 21: Hodnoty zatížení izolací.

### ZS6 – Železniční svršek

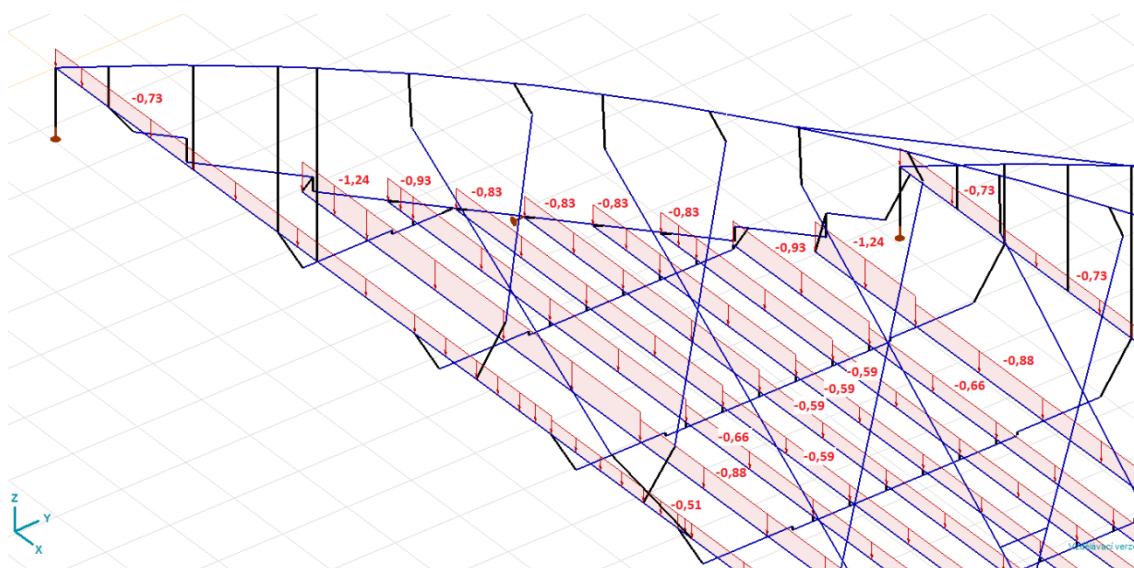
Zatížení od železničního svršku, tedy kolejnic, upevnění a pražců, je opět rozpočítáno na liniová zatížení na jednotlivé podélníky. Stejně jako v Ansysovém modelu, je zatížení na koncích mostu vyšší z důvodu použití rozdílných pražců a upevnění. Z následujících obrázků je patrné, jak bylo zatížení zadáno.



Obr. 22: Železniční svršek.



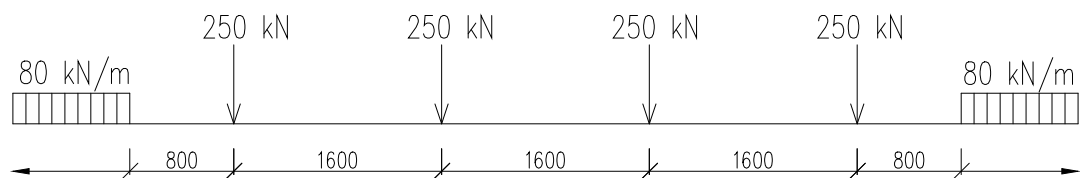
Obr. 23: Hodnoty zatížení železničním svrškem na jenom konci mostu.



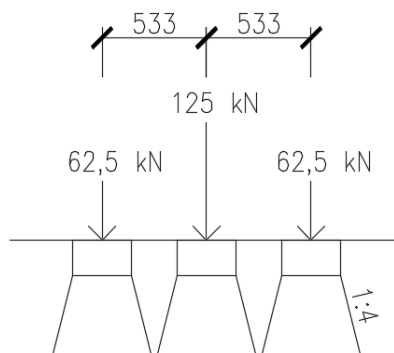
Obr. 24: Hodnoty zatížení železničním svrškem na druhém konci mostu.

### ZS7 – Zatížení dopravou – LM71

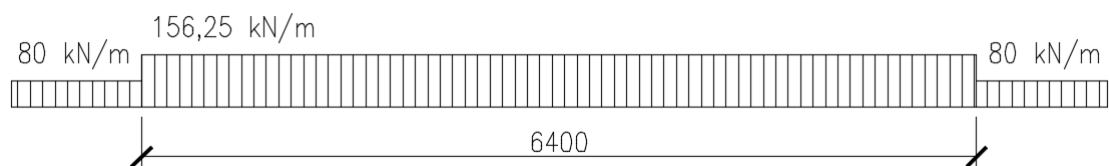
Pro ověření přetvoření a kmitání mostu bylo nutné vygenerovat několik zatěžovacích stavů se zatížením dopravou. Zatížení bylo stanoveno dle normy ČSN EN 1991-2 jako model 71. Na Obr. 25 je schéma zatížení dle normy. V případě kolejového lože dovoluje norma podélný roznos nápravových zatížení „na tři pražce“, kdy je osová síla rozdělena na tři osové síly ve vzdálenosti 533 mm od sebe s tím, že prostřední síla je poloviční zatížení od nápravy a dvě krajní jsou čtvrtinové zatížení od nápravy. Dále dovoluje norma roznos osové síly na spojitě zatížení v poměru 1:4. Vzhledem k výšce kolejového lože se roznosové plochy téměř navzájem dotýkají. Zatížení je tedy definováno jako spojitě zatížení. Popsaná úvaha je znázorněna na Obr. 26 a Obr. 27 [6].



Obr. 25: Schéma zatížení LM71.

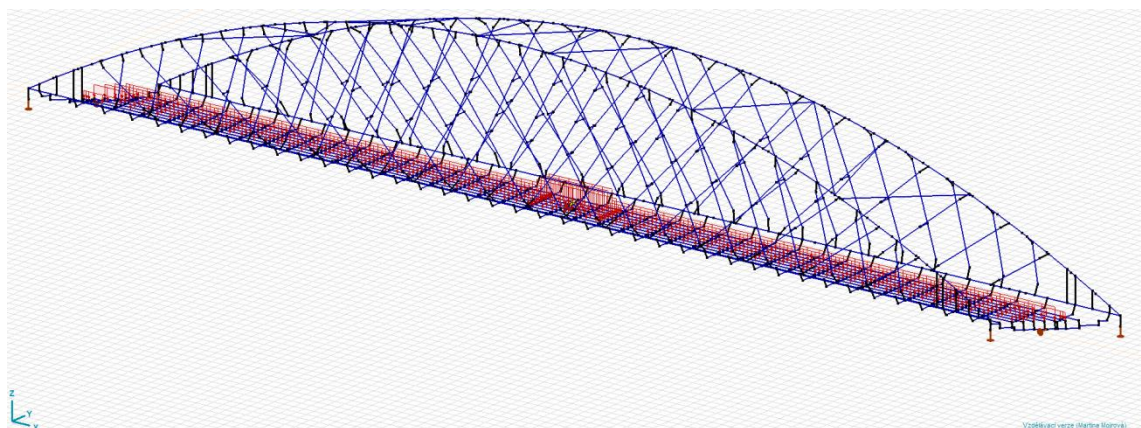


Obr. 26: Roznos nápravového zatížení.



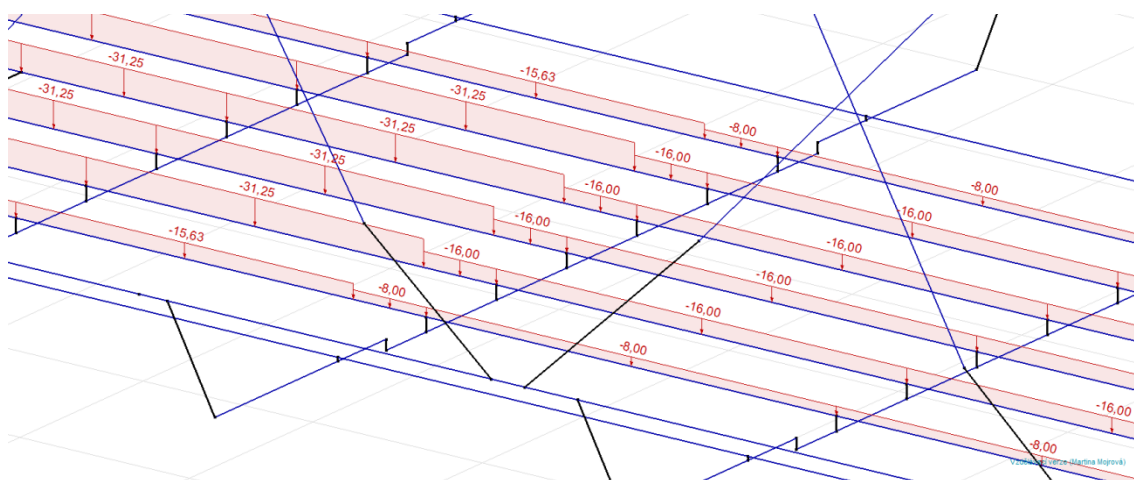
Obr. 27: Schéma zatížení použité v modelu.

Uvedené zatížení je opět příčně rozneseno na podélníky. V podélném směru je umístěno na několik pozic dle požadovaných výsledků. Na Obr. 28 a Obr. 29 je znázorněna jedna z pozic zatížení.



Obr. 28: Zatížení LM71.





Obr. 29: Hodnoty zatížení LM71.

Pro výpočet kmitání byla použita kombinace zatížení, kde jsou zahrnuta veškerá stálá zatížení v charakteristické hodnotě. Program při výpočtu kmitání sám převádí zatížení na hmoty.

### 2.3 Porovnání vybraných výsledků z obou modelů

V práci je porovnáván vliv modelu na vypočtené veličiny. To je provedeno v kapitole 4.3. V této kapitole jsou porovnány pouze vybrané veličiny, čímž je ověřena správnost naladění modelů.

Jako první je porovnání reakcí od stálého zatížení. V Tab. 3 je porovnán jak součet všech reakcí, tak jednotlivé hodnoty v podporách. Reakce ve směru  $x$  a ve směru  $y$  jsou nulové, neboť se jedná pouze o stálé zatížení.

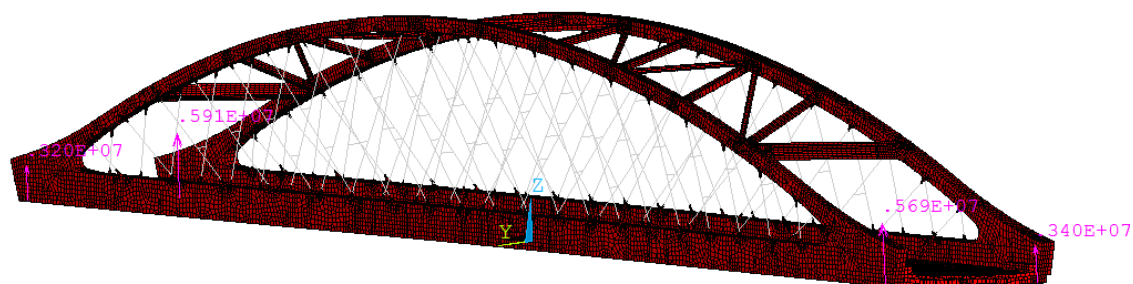
Tab. 3: Porovnání hodnot reakcí.

	ANSYS	Axis	Rozdíl v kN	Rozdíl v %
$R_1$ [kN]	3201,0	3030,8	170,2	5,3
$R_2$ [kN]	5914,2	5667,0	247,2	4,2
$R_3$ [kN]	5692,6	5579,7	112,9	2,0
$R_4$ [kN]	3402,2	3116,1	286,1	8,4
$R_{celková}$ [kN]	18210,0	17393,6	816,4	4,5

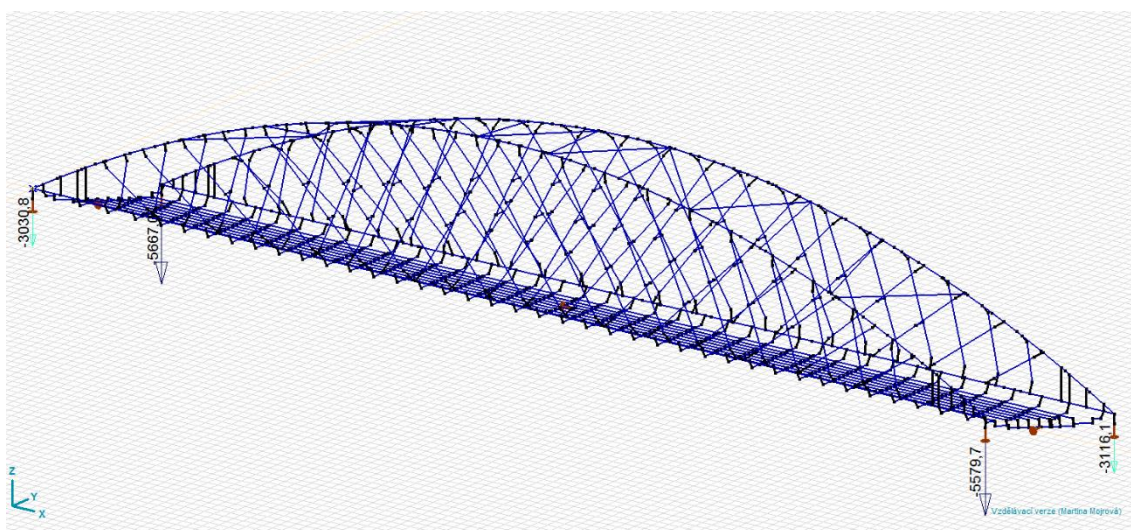
Z tabulky je patrné, že hodnoty v programu ANSYS jsou přibližně o 5 % vyšší než v programu AxisVM. Tento rozdíl je způsoben rozdílným rozpočítáváním zatížení a zaokrouhlováním.

1  
ELEMENTS  
MAT NUM  
RFOR  
ELEMENT VFRC  
VFMN=0  
VFMX=0

ANSYS  
R14.5



Obr. 30: Reakce v programu ANSYS.

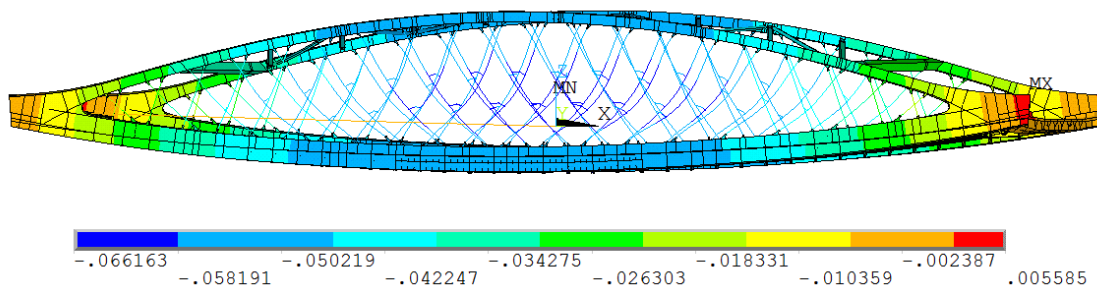


Obr. 31: Reakce v programu AxisVM.

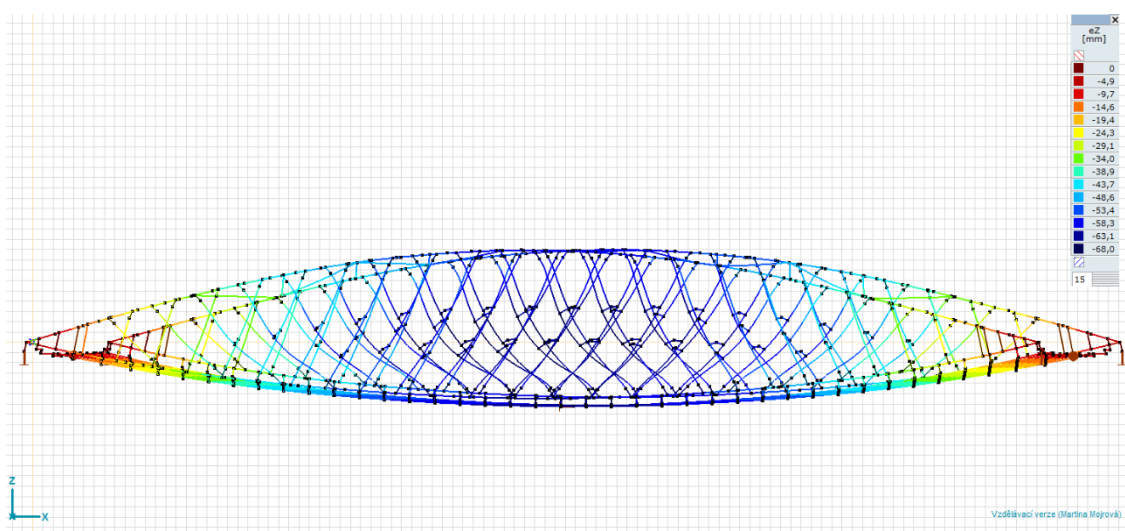
Další porovnávanou hodnotou je svislá deformace mostu. Číselně je porovnán průhyb mostovky uprostřed konstrukce, ostatní deformace jsou porovnány pouze vizuálně.

1  
NODAL SOLUTION  
STEP=1  
SUB =1  
TIME=1  
UZ  
TOP  
RSYS=0  
DMX =.067813  
SMN =-.066163  
SMX =.005585

ANSYS  
R14.5



Obr. 32: Svislé deformace v modelu ANSYS.



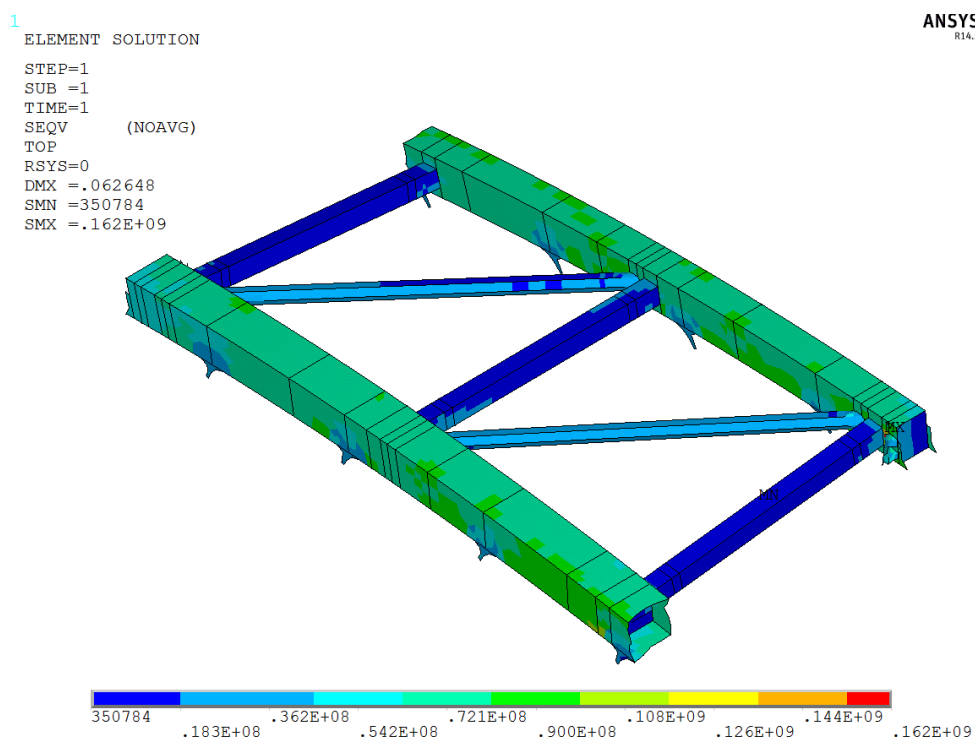
Obr. 33: Svislé deformace v programu AxisVM.

Tab. 4: Porovnání průhybu.

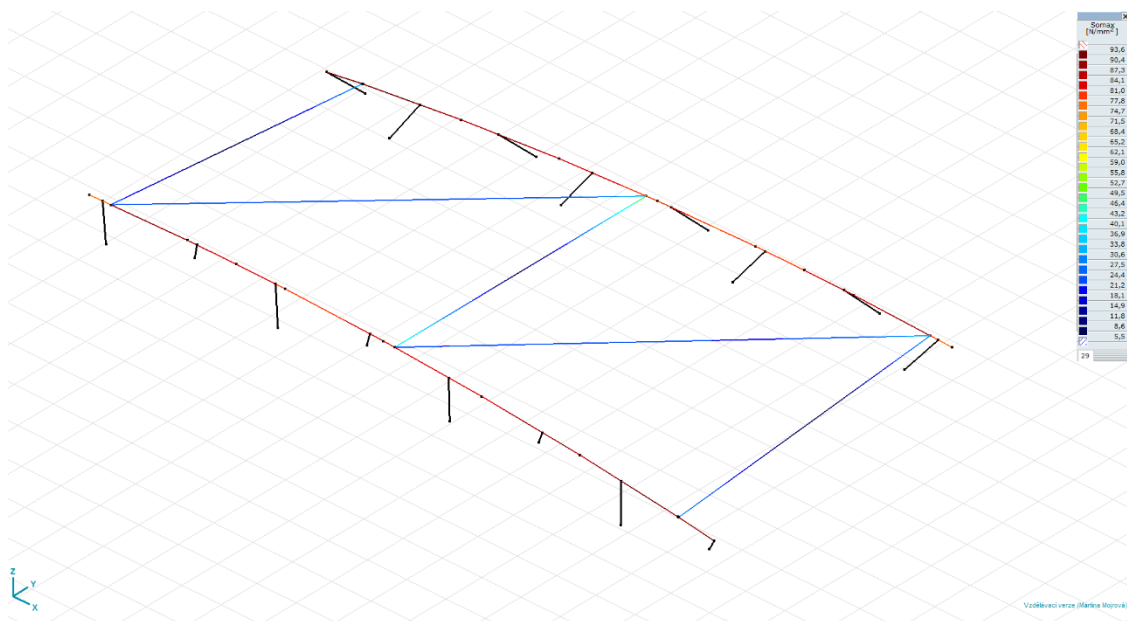
	ANSYS	AxisVM	Rozdíl v mm	Rozdíl v %
$u_z$ [mm]	60,1	60,6	0,5	0,8

Jak je patrné z Tab. 4 a z porovnání Obr. 32 a Obr. 33, jsou deformace v obou modelech prakticky stejné.

Následuje porovnání silové veličiny, a to konkrétně napětí. Vzhledem k povaze modelů nelze toto porovnání provést zcela přesně, proto je provedeno pouze orientačně. Je porovnáno napětí Von Mises ve vrcholu oblouku.



Obr. 34: Napětí Von Mises v programu ANSYS.



Obr. 35: Napětí Von Mises v programu AxisVM.

Hodnoty napětí nelze úplně přesně porovnávat, neboť v Ansysovém modelu jsou mnohem detailněji vymodelovány veškeré prvky. Například součástí uzavřených průřezů oblouků jsou i výztužná diafragma, jež v prutovém modelu není možné vytvořit. Když se však porovnají hodnoty dle barevných škál, jež jsou součástí obrázků, je zřejmé, že i v tomto případě se výsledné hodnoty příliš neliší.



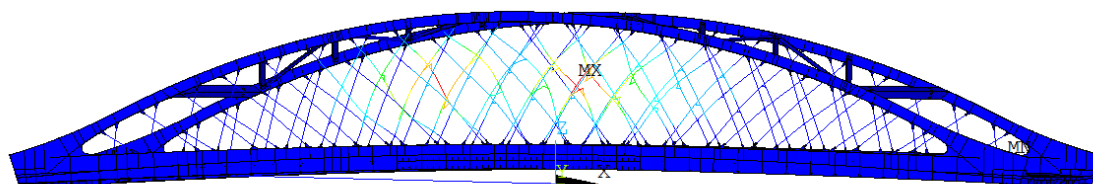
Jako poslední je v této kapitole porovnán první svislý ohybový vlastní tvar a frekvence. Tato frekvence je velmi důležitá při určování dynamického součinitele ve statickém výpočtu.

Tab. 5: Porovnání vlastních frekvencí.

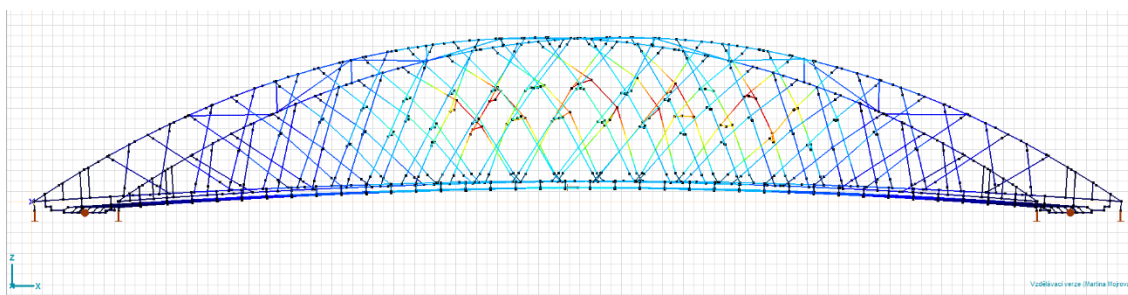
	ANSYS	AxisVM	Rozdíl v Hz	Rozdíl v %
$f_0$ [Hz]	2,255	2,240	0,015	0,67

1  
NODAL SOLUTION  
STEP=1  
SUB =4  
FREQ=2.25462  
USUM  
TOP  
RSYS=0  
DMX =.008021  
SMN =.877E-04  
SMX =.008021

ANSYS  
R14.5



Obr. 36: 1. vlastní ohybový tvar v programu ANSYS.



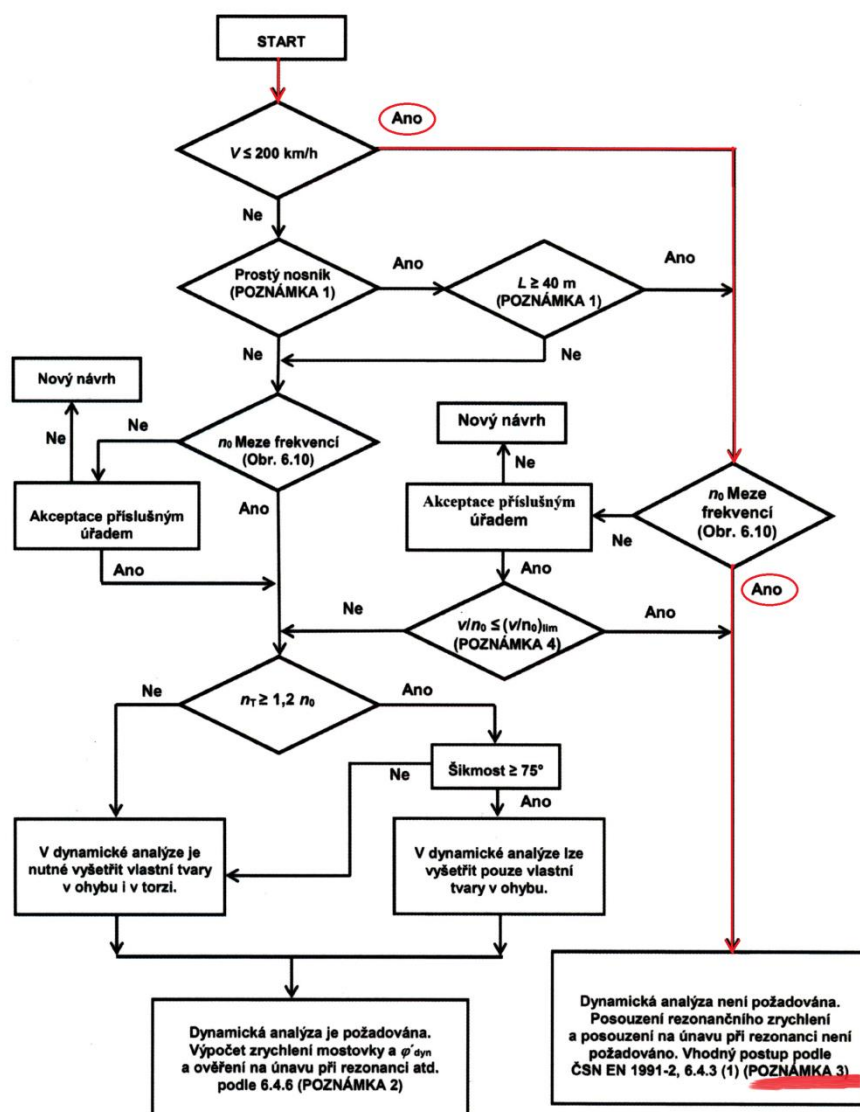
Obr. 37: 1. vlastní ohybový tvar v programu AxisVM.

Z hlediska první vlastní ohybové frekvence se výsledky taktéž téměř neliší, a i první svislý ohybový tvar je totožný u obou numerických modelů.

# 3 Modální analýza konstrukce

## 3.1 Posouzení konstrukce dle normy ČSN EN 1991-2 ed. 2 [6]

Modální analýza konstrukce je provedena v souladu s ČSN EN 1991-2 ed.2 Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou. Dle této normy je zapotřebí rozhodnout, zda se vyžaduje dynamická analýza. K tomuto rozhodnutí se používá vývojový diagram, jenž je uvedený v národní příloze této normy. Na Obr. 38 je zvýrazněn postup v případě mostu Oskar.



Obr. 38: Vývojový diagram pro rozhodnutí, zda se požaduje dynamická analýza [6].

Most byl navržen na rychlost 160 km/h s možností zvýšení rychlosti do budoucna až na 200 km/h. Dle diagramu je tedy zřejmé, že je třeba ověřit meze frekvencí.

Horní mez  $n_0$  je určena dynamickým zvětšením od nerovnosti koleje a je dána vztahem:

$$n_0 = 94,76L^{-0,748} = 94,76 \cdot 97,5^{-0,748} = 3,08 \text{ Hz} \quad (1)$$

kde  $n_0$  je první vlastní frekvence mostu při uvážení hmotnosti od stálých zatížení,  $L$  je rozpětí pole pro prost podepřené mosty nebo  $L_\phi$  pro jiné typy mostů.

Dolní mez  $n_0$  je určena kritériem dynamického přírůstku a pro náhradní délku  $L$  v rozmezí  $20 \text{ m} < L \leq 100 \text{ m}$  je dána vztahem:

$$n_0 = 23,58L^{-0,592} = 23,58 \cdot 97,5^{-0,592} = 1,57 \text{ Hz} \quad (2)$$

Vypočtená první vlastní frekvence v obou softwarech se téměř neliší. V programu ANSYS vyšla první vlastní frekvence  $n_0 = 2,25 \text{ Hz}$  a v programu AxisVM vyšla první vlastní frekvence  $n_0 = 2,24 \text{ Hz}$ . Obě tyto hodnoty splňují meze určené vztahy (1) a (2).

V normě je též uveden vztah na předběžný výpočet vlastní frekvence u prostě podepřených mostů. Ten může být též použit jako kontrolní výpočet a k ověření správnosti modelu.

$$n_0 = \frac{17,75}{\sqrt{\delta_0}} = \frac{17,75}{\sqrt{60,5}} = 2,28 \text{ Hz} \quad (3)$$

kde  $\delta_0$  je průhyb uprostřed rozpětí od stálých zatížení.

Z vývojového diagramu pro rozhodnutí, zda se požaduje dynamická analýza, tedy vyplývá, že dynamická analýza není požadována. V poznámce k tomuto textu, je však ještě uvedeno, že dynamická analýza není požadována za předpokladu, že jsou splněny požadavky uvedené v ČSN EN 1990: Zásady navrhování konstrukcí. Tato poznámka je analyzována v následující kapitole.

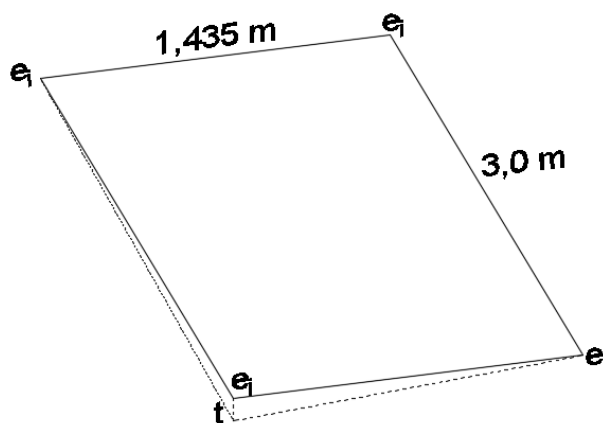
### 3.1.1 Ověření s ohledem na přetvoření a kmitní železničních mostů [7]

#### Zkroucení hlavní nosné konstrukce

Zkroucení hlavní nosné konstrukce je uvažováno na základě charakteristického zatížení klasifikovaného jako LM71 dle ČSN EN 1991-2 ed.2, které je násobeno klasifikačním součinitelem  $\alpha = 1,21$  a dynamickým součinitelem  $\Phi = 1,00$ .

Maximální zkroucení  $t$  [mm/3m] nesmí přesáhnout hodnotu určenou v tabulce A2.7 v ČSN EN 1990 ed.2. V tomto případě se jedná o hodnotu  $t_2 = 3,0 \text{ mm/3m}$ .

Zkroucení se vyšetřuje uprostřed rozpětí mostu a na konci mostu.



Obr. 39: Definice zkroucení hlavní nosné konstrukce.

Zkroucení uprostřed mostu:

$$\begin{aligned} e_1 &= 39,05 \text{ mm} \\ e_2 &= 38,90 \text{ mm} \\ e_3 &= 38,70 \text{ mm} \\ e_4 &= 38,95 \text{ mm} \\ t &= 0,1 \text{ mm} < 3,0 \text{ mm} \end{aligned}$$

Zkroucení na konci mostu:

$$\begin{aligned} e_1 &= 17,29 \text{ mm} \\ e_2 &= 13,86 \text{ mm} \\ e_3 &= 6,41 \text{ mm} \\ e_4 &= 10,44 \text{ mm} \\ t &= 0,6 \text{ mm} < 3,0 \text{ mm} \end{aligned}$$

Konstrukce z hlediska zkroucení vyhoví.

### Svislá přetvoření hlavní nosné konstrukce

*Posouzení svislé deformace hlavní nosné konstrukce:*

Svislá deformace od dopravního zatížení nesmí přesáhnout hodnotu  $L/600$ .

$$\frac{L}{600} = \frac{97500}{600} = 162,5 \text{ mm} \quad (4)$$

Průhyb vypočtený programem ANSYS je 60,1 mm, průhyb vypočtený programem AxisVM je 60,6 mm. Obě tyto hodnoty splňují limitní hranici 162,5 mm.

*Posouzení podélného posunutí horního povrchu nosné konstrukce od deformace nosné konstrukce:*

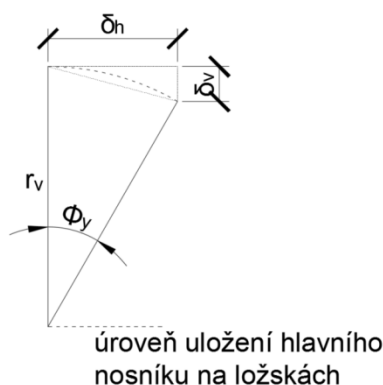
Opět je použit model zatížení LM71 včetně klasifikačního součinitele. Dle ČSN EN 1991-2 je limitní hodnota podélného posunutí horního povrchu nosné konstrukce na konci nosné konstrukce od deformace nosné konstrukce  $\delta_{H,lim} = 8 \text{ mm}$

Vypočítaná maximální hodnota pootočení nosné konstrukce je  $\Phi_y = 0,00130772 \text{ rad}$  a rameno, které představuje vzdálenost od ložiska k horní hraně mostovkového plechu v  $L/2$  je  $r_v = 1,43 \text{ m}$ .

Výpočet maximální hodnoty vodorovného posunutí:

$$\delta_H = r_v \cdot \Phi_y \cdot \alpha = 1,43 \cdot 10^3 \cdot 0,00130772 \cdot 1,21 = 2,3 \text{ mm} \quad (5)$$

$< 8 \text{ mm}$



Obr. 40: Schéma úvahy při výpočtu  $\delta_v$  a  $\delta_h$ .

*Posouzení svislého posunutí horního povrchu nosné konstrukce od deformace nosné konstrukce vzhledem k přilehlé konstrukci:*

Stejně jako v předešlém případě je použito zatížení modelem LM71. Limitní hodnota svislého posunutí pro rychlosti do 160 km/h včetně je  $\delta_{v,lim} = 3,0 \text{ mm}$ .

$$\delta_v = \delta_H \cdot 0,5 \cdot \Phi_y \cdot \alpha = 2,3 \cdot 0,5 \cdot 0,00130772 \cdot 1,21 \quad (6)$$

$= 0,002 \text{ mm} < 3 \text{ mm}$

### Příčná přetvoření a kmitání hlavní nosné konstrukce

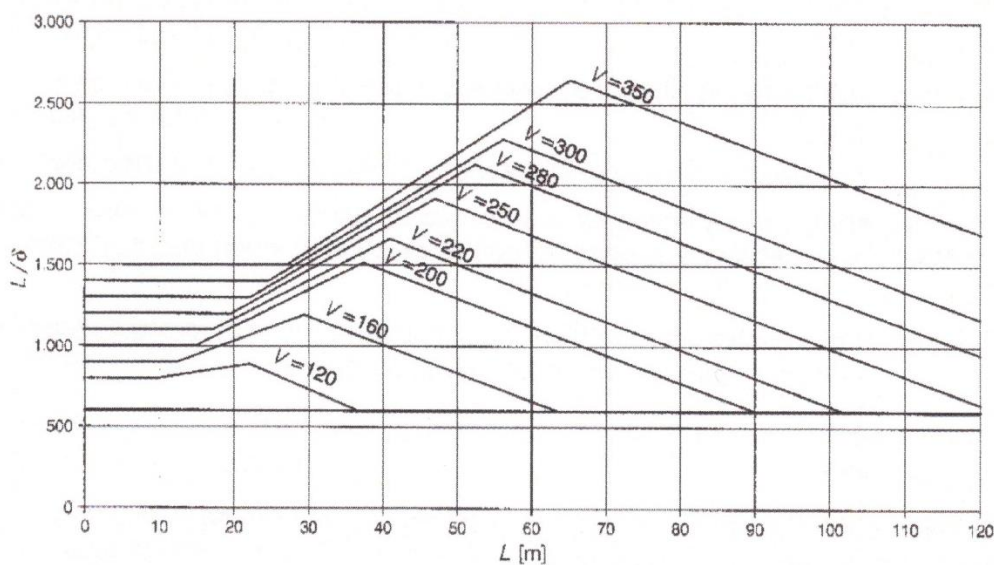
*Kmitání hlavní nosné konstrukce ve vodorovném směru:*

První vlastní frekvence kmitání hlavní nosné konstrukce ve vodorovném směru nemá být menší než  $f_{h0} = 1,20$  Hz. Vypočten první vlastní frekvence kmitání konstrukce ve vodorovném směru v programu ANSYS je  $f_{h0} = 1,05$  Hz a v programu AxisVM je  $f_{h0} = 1,00$  Hz.

Obě tyto hodnoty jsou menší než normou určená limitní hodnota  $f_{h0} = 1,2$  Hz a podmínku nesplňují. Tedy nejsou splněny požadavky uvedené v normě ČSN EN 1990 ed2.

### Mezní hodnoty maximálních svislých průhybů z hlediska pohody cestujících

Poslední kritérium, které je třeba ověřit, je kritérium pohody cestujících. Kritérium pro průhyb při ověření pohody cestujících je závislé na délce rozpětí  $L$ , rychlosti vlaku, počtu polí a uspořádání mostu. V tomto případě je svislý průhyb omezen maximálním poměrem  $L/u_z = 600$ . Tato podmínka je shodná s podmínkou ověřující svislé přetvoření konstrukce, tudíž je zřejmé, že vyhoví.



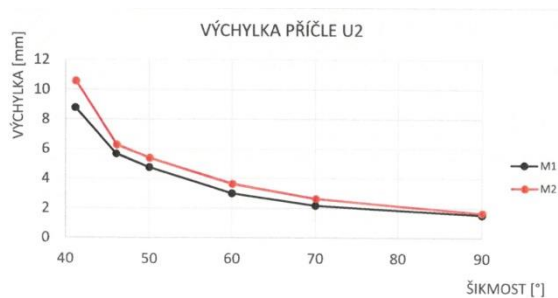
Součinitele uvedené v A2.4.4.3.2(5) se nemají používat pod hranicí hodnot  $L/\delta = 600$ .

Obr. 41: Maximální přípustné svislé průhyby železničních mostů.

### 3.2 Zhodnocení posudku

Vzhledem k tomu, že v normách nejsou zohledněny některé významné parametry mostu Oskar, jako je například velká šikmost mostu, či speciální konstrukční řešení mostu, je třeba zvážit, zda není třeba provést dynamickou analýzu mostu i v případě, že vyhoví veškerá kritéria uvedená v normách.

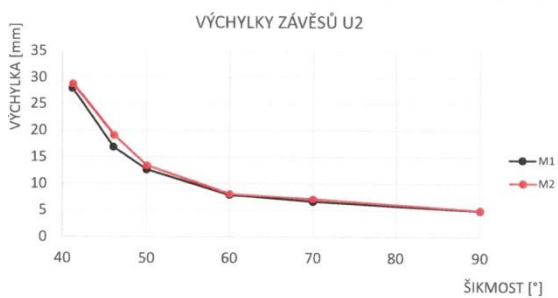
Vliv šikmosti na dynamické chování mostu byl na základě projektu mostu Oskar zpracován v rámci bakalářské práce Vliv šikmosti na dynamické chování železničního mostu [8]. V této práci byl sestaven model mostu se skutečnou šikmostí  $41^\circ$ , ale i se šikmostmi  $46^\circ$ ,  $50^\circ$ ,  $60^\circ$ ,  $70^\circ$  a kolmý most se šikmostí  $90^\circ$ . Byly porovnávány výchylky jednotlivých částí konstrukce a zrychlení částí konstrukce. Ve vyhodnocení byly uvedeny grafy, jež jsou na Obr. 42, které ukazují, že u šikmostí  $90^\circ$  až  $60^\circ$  je závislost nárůstu výchylek lineární, zatímco u šikmostí  $60^\circ$  až  $41^\circ$  se závislost stává exponenciální a výchylka mezi těmito šikmosti stoupne o 256 %. Z bakalářské práce tedy jasně vyplývá, že u mostů se šikmostí větší než  $60^\circ$  je nutno provádět dynamickou analýzu i přes to, že byl most normou klasifikován jako konstrukce bez nutnosti dynamické analýzy.



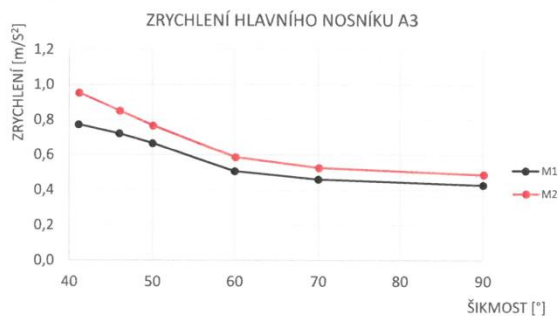
Graf 1: Výchylky příčle v místě přípoje na oblouk v závislosti na šikmosti mostu



Graf 3: Zrychlení bodu v místě přípoje příčle na oblouk v závislosti na šikmosti mostu



Graf 2: Celkové maximální výchylky závěsů v závislosti na šikmosti mostu



Graf 4: Zrychlení bodů hlavního nosníku v závislosti na šikmosti mostu

Obr. 42: Grafy porovnání výsledků vlivu šikmosti na dynamické chování [8].

Na základě těchto skutečností a také na základě nesplněné podmínky vodorovného kmitání konstrukce byla na mostě Oskar provedena dynamická analýza nosné konstrukce mostu. V závěru této analýzy je kromě jiného konstatováno, že dynamické chování je negativně ovlivněno zejména šikmostí konstrukce a že je nezbytné provedení dynamické zatěžovací zkoušky.

## 4 Dynamická zatěžovací zkouška

### 4.1 Popis dynamické zatěžovací zkoušky [9]

Na mostě byla provedena dynamická zatěžovací zkouška dle ČSN 73 6209: Zatěžovací zkoušky mostů. Dle této normy se dynamické zatěžovací zkoušky kromě dalších případů provádějí u mostních objektů neobvyklých statických soustav a mimořádných rozpětí, u mostních objektů vyráběných s užitím nových technologií nebo nových materiálů.

Při dynamických zatěžovacích zkouškách se jako druh zkušební zátěže používá buď budič kmitů s měnitelnou frekvencí, impulzní raketové motory, odlehčení mostu náhlým uvolněním břemene, zdroj impulzů (buchar) apod., nebo vhodné železniční nebo silniční vozidlo nebo skupina vozidel, která se pohybuje po mostě, u mostů pozemních komunikací také přejíždění umělé nerovnosti vozovky ve tvaru válcové úseče vysoké 60 mm, o délce tětiny 500 mm, u lávek pro chodce nebo cyklisty také osoby nebo skupiny osob.

Při dynamické zkoušce s použitím vozidel se přejíždí přes most střídavě v jednom i druhém směru. Jezdí se rychlostí 5 km/h, 10 km/h, 15 km/h, 20 km/h a dále se rychlost postupně zvyšuje zpravidla o 10 km/h až do dosažení rychlosti, kterou lze na komunikaci dosáhnout podle směrových nebo sklonových poměrů. Při jízdách musí být rychlost vozidel při přejezdu mostu stálá.

Při dynamických zkouškách se určují tyto údaje:

- vlastní tvary a jim příslušející frekvence nezatížené mostní konstrukce,
- časové průběhy a tvary vynuceného kmitání konstrukce zatížené zkušební zátěží, určené podle změřených výchylek (popř. rychlostí nebo zrychlení) v dostatečném počtu bodů konstrukce mostu,
- logaritmický dekrement útlumu  $\theta$  nezatížené mostní konstrukce,
- při zkušební zátěži reprezentované zkušebním železničním nebo silničním vozidlem se vyhodnocují např. dynamické přírůstky  $S_{max}$  -  $S_m$ , rezonanční křivky, amplitudy, rychlost a zrychlení kmitání apod.,
- změřený dynamický součinitel  $\delta_{obs}$  podle vzorce:

$$\delta_{obs} = \frac{S_{max}}{S_m} \quad (7)$$

kde  $S_{max}$  je největší hodnota dynamické odezvy v měřeném místě od zkušební zátěže,

$S_m$  je největší hodnota statické odezvy v měřeném místě od stejné zkušební zátěže, pro kterou byla zjištěna hodnota  $S_{max}$ .

Při hodnocení dynamického chování se vychází z porovnání výsledků dynamické zkoušky a výsledků dynamického výpočtu mostní konstrukce vypracovaného s ohledem na způsob provádění dynamické zatěžovací zkoušky a použité dynamické zatížení.



Shoda mezi zkouškou zjištěnými a teoreticky stanovenými veličinami je tehdy, jestli současně platí:

- zkouškou zjištěné vlastní frekvence se neliší od teoreticky stanovených frekvencí více, než je uvedeno v Tab. 6; v tabulce  $f_1$  značí nejnižší vlastní frekvenci; odchylka  $\Delta_{(j)}$  se počítá v procentech z teoretické hodnoty,

Tab. 6: Mezní odchylky vlastních frekvencí.

Frekvence	$f_1$	$f_2$	$f_3$	$f_4$	$f_i^*$
Mezní odchylka $\Delta_{(j)}$ %	+5 až -15	+10 až -15	$\pm 15$	$\pm 20$	$\pm 25$

\* Rozumí se pátá a kterákoli vyšší vlastní frekvence

- zkouškou zjištěné vlastní tvary kmitání konstrukce mají shodný počet uzlových bodů s teoretickými tvary kmitání a uzly leží ve shodných polích konstrukce,
- absolutní hodnoty amplitud měřené veličiny zjištěné zkouškou jsou nejvýše rovny 1,1násobku odpovídajících teoretických hodnot.

Nejsou-li splněna tato kritéria, je třeba prozkoumat a objasnit okolnosti, jež takový stav způsobily, a nalézt jeho příčinu.

U drážních mostů se navíc vyhodnocuje změřený dynamický součinitel od zatížení železničním vozidlem a porovnává se s hodnotou použitou ve výpočtu podle vzorce:

$$(\delta_{obs} - 1)k_{dyn} \leq \delta - 1 \quad (8)$$

kde  $\delta_{obs}$  je změřený dynamický součinitel,

$k_{dyn}$  je dynamická účinnost zatížení při zkušební jízdě, při níž byl změřen příslušný dynamický součinitel  $\delta_{obs}$ ,

$\delta$  je dynamický součinitel, který se uvažoval ve výpočtu.

Dynamická účinnost zatížení při zkouškách se vypočte ze vzorce:

$$k_{dyn} = \frac{U_{dyn}}{U} \quad (9)$$

kde  $U_{dyn}$  je vypočtená, popř. experimentálně stanovená, hodnota statického účinku v uvažovaném místě od zkušebního zatížení,

$U$  je vypočtená hodnota statického účinku v uvažovaném místě od normové hodnoty svislého pohyblivého nahodilého krátkodobého zatížení definovaného platnou normou zatížení (bez dynamických účinků).

Podle vzorce (8) se vyhodnotí každá zkušební jízda. Most při zkoušce vyhověl, je-li podmínka (8) splněna nejméně u 90 % provedených zkušebních jízd. Zbývající jízdy musí splňovat kritérium

$$(\delta_{obs} - 1)k_{dyn} \leq 1,1(\delta - 1) \quad (10)$$

Minimální počet zkušebních jízd je 10.

## 4.2 Program a průběh dynamické zatěžovací zkoušky

Pro účely dynamické zatěžovací zkoušky byl vypracován program zkoušky, kde je popsán přesný průběh zkoušky, použitá měřicí zařízení apod. V této kapitole jsou uvedeny části, které se týkají diplomové práce.

Hlavním cílem této dynamické zkoušky bylo ověřit skutečné chování konstrukce ve vztahu ke zjištěné citlivosti mostu na příčné kmitání jak nosné konstrukce, tak závěsů. Toto kmitání je důsledkem značné šikmosti mostu, kvůli které při jízdě železničních souprav vznikají příčné budící účinky.

Pro měření byly použity čtyři druhy snímačů zrychlení. Jejich stručný popis je uveden v Tab. 7 a na Obr. 43, Obr. 44 a Obr. 45.

Tab. 7: Popis užitých snímačů zrychlení [10].

Označení	Popis	Vlastní frekvence snímače	Pracovní rozsah	Citlivost snímače	Jmenovité zrychlení
Snímač zrychlení 8344	Seismický piezoelektrický snímač zrychlení	> 10 kHz	0,2 Hz až 3 kHz	cca 2500 mV/g	-
Snímač zrychlení 4507 B005	Miniaturní piezoelektrický snímač zrychlení	18 kHz	0,3 Hz až 8 kHz	cca 100 mV/g	-
Snímač zrychlení B12/200	Induktivní snímač zrychlení	200 Hz	0 Hz až 100 Hz	-	200 m/s <sup>2</sup>
Absolutní snímač zrychlení TLA 05N	Miniaturní jednočipový snímač zrychlení	-	0 Hz až 5 kHz	250 mV/g	-



Obr. 43: Měření zrychlení trámů ve sledovaných bodech konstrukce AZ31 a AY31 pomocí snímačů zrychlení 8344 (vlevo) a 4507 B005 (vpravo) [10].

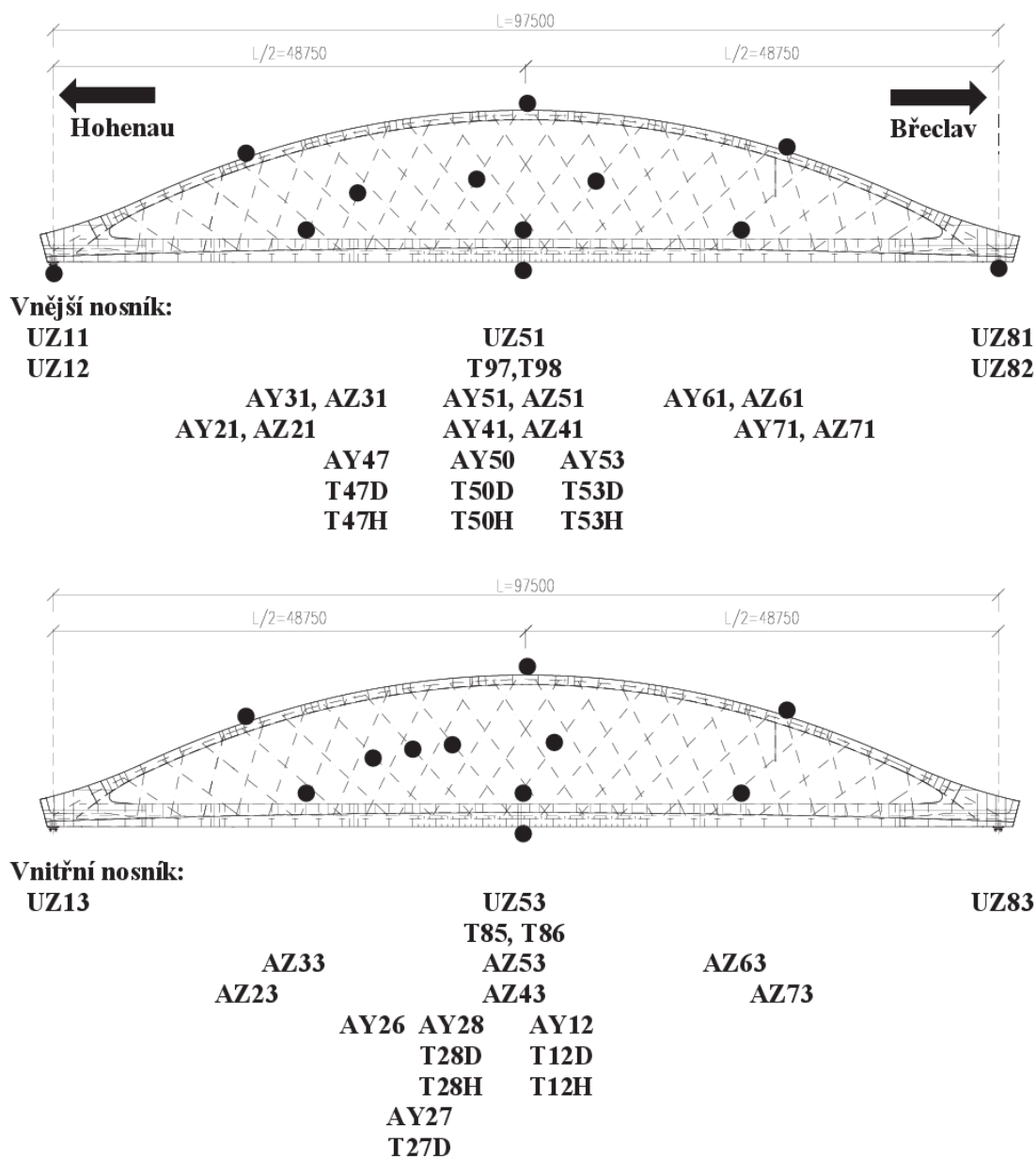


Obr. 44: Měření zrychlení oblouku ve sledovaných bodech konstrukce AZ73 a AY73 pomocí indukčních snímačů zrychlení B12/200 [10].



Obr. 45: Měření zrychlení táhla pomocí snímače zrychlení TLA 05N [10].

K vyhodnocení vlastních frekvencí byly použity snímače zrychlení umístěné na hlavních nosnících a na obloucích konstrukce, a to v bodech A21 až A73 viz Obr. 46.



Obr. 46: Přehled měřených bodů – rozmístění v podélném směru [10].

### 4.3 Porovnání výsledků výpočtů s výsledky dynamické zatěžovací zkoušky

Jak je popsáno v kapitole 4.1, při dynamické zkoušce se mimo jiné vyšetřují vlastní tvary a frekvence konstrukce. Tyto byly jednak vyhodnoceny z dokmitání mostu po jednotlivých přejezdech zkušebním železničním vozidlem a také ze záznamů seismického neklidu. Z výsledných frekvenčních spekter bylo vyhodnoceno šest frekvencí vlastního kmitání, jež jsou uvedeny v Tab. 8. Výsledky zkoušky jsou ovlivněny nepřesnostmi měření, proto byla určena tzv. rozšířená nejistota  $U_{k=2}$ . Ta určuje interval vyhodnocené veličiny, který představuje pravděpodobnost pokrytí cca 95 %. V tabulce jsou též uvedeny vypočtené vlastní frekvence v obou použitých softwarech [10].

Tab. 8: Porovnání výsledků měření [10] a vypočtených výsledků.

		Naměřené vlastní frekvence		Vlastní frekvence vypočtené programem ANSYS	Vlastní frekvence vypočítané programem AxisVM
	Popis odpovídajícího vlastního tvaru	$f$ [Hz]	$U_{k=2}$ [Hz]	$f$ [Hz]	$f$ [Hz]
<b>1</b>	1. tvar vodorovného příčného kmitání mostu	1,81	$\pm 0,06$	1,05	1,00
<b>2</b>	1. tvar vodorovného příčného kmitání oblouku	2,47	$\pm 0,06$	2,07	2,06
<b>3</b>	1. tvar svislého ohybového kmitání	2,78	$\pm 0,06$	2,25	2,24
<b>4</b>	1. tvar kroutivého kmitání	4,06	$\pm 0,06$	3,86	3,51
<b>5</b>	2. tvar svislého ohybového kmitání	4,56	$\pm 0,06$	3,84	4,09
<b>6</b>	2. tvar vodorovného příčného kmitání mostu	5,63	$\pm 0,06$	4,42	4,70

Z tabulky je patrné, že se výsledky mezi jednotlivými programy až na výjimky téměř neliší, ovšem jsou rozdílné od výsledků naměřených na konstrukci.

Výsledky z obou modelů vykazují rozdílné výsledky hlavně v případě prvního tvaru kroutivého kmitání mostu (rozdíl je cca 10 %). Tento rozdíl je zřejmě způsoben typem modelu, kdy prutový model nedokáže spolehlivě vystihnout chování konstrukce namáhané kroucením. Pro vyšetření kroutivého kmitání mostu by tedy byl vhodnější podrobnější model, např. model, kde by byla mostovka namodelována pomocí deskostěnových prvků. Ostatní rozdíly výsledků mezi modely jsou maximálně cca 6 %.

Jak je uvedeno v normě ČSN 73 6209 a také v kapitole 4.1, v případě rozdílných hodnot vypočítaných a naměřených, je třeba zvážit okolnosti, které k tomuto rozdílu vedly. Vzhledem k tomu, že výsledky z modelů se od sebe příliš neliší, zřejmě není chyba

v modelu konstrukce. Díky tomu, že stálé zatížení konstrukce je zadáno dle skutečně dosažených hodnot při realizaci mostu, je možné vyloučit i tuto příčinu.

Dalším faktorem, jež by mohl ovlivnit výsledky je podepření konstrukce. S přihlédnutím k velké tíze mostu (cca 1 800 tun) zřejmě podepření konstrukce v místě ložisek pouze ve směru  $z$  nebude zcela výstižné. V ložiscích při takové tíze mostu v případě malého posunu musí docházet k takovému tření, že je posunu téměř zabráněno. Pro úplně přesné vyjádření chování ložisek by bylo nutné velmi přesně analyzovat problém tření, aby bylo možno nastavit přesné tuhosti podpor. Toto by bylo velmi pracné a pro praxi zřejmě nepoužitelné. Avšak pro ověření této hypotézy jsou oba modely upraveny a to tak, že jsou ložiska zadána jako neposuvná. V tabulkách Tab. 9 a Tab. 10 jsou pak uvedeny opět hodnoty naměřené při dynamické zatěžovací zkoušce a hodnoty z upravených modelů. Je zde porovnána i shoda naměřených a vypočtených veličin dle normy pomocí mezních odchylek vlastních frekvencí.

Odchylka je počítána v souladu s normou ČSN 73 6209 [9] podle vzorce

$$\Delta_{(j)} = \frac{f_{(j)teor} - f_{(j)obs}}{f_{(j)teor}} \cdot 100 \quad (11)$$

kde  $f_{(j)teor}$  je  $j$ -tá vypočtená vlastní frekvence,

$f_{(j)obs}$  je  $j$ -tá změřená vlastní frekvence.

Vypočítaná odchylka je rozšířena o nezanedbatelný interval způsobený zpracovanou rozšířenou nejistotou  $U_{k=2}$ .

Tab. 9: Porovnání naměřených vlastních frekvencí [10] a vlastních frekvencí vypočtených v programu ANSYS.

		Naměřené vlastní frekvence		Vlastní frekvence vypočtené programem ANSYS	Odchylka vlastních frekvencí	Mezní odchylka vlastních frekvencí
		$f$ [Hz]	$U_{k=2}$ [Hz]	$f$ [Hz]	$\Delta \pm U_{k=2}$ [%]	$\Delta$ [%]
<b>1</b>	Popis odpovídajícího vlastního tvaru					
<b>1</b>	1. tvar vodorovného příčného kmitání mostu	1,81	$\pm 0,06$	1,86	$2,7 \pm 3,2$	+10; -15
<b>2</b>	1. tvar vodorovného příčného kmitání oblouku	2,47	$\pm 0,06$	2,40	$-2,9 \pm 2,5$	+10; -15
<b>3</b>	1. tvar svislého ohybového kmitání	2,78	$\pm 0,06$	2,74	$-1,5 \pm 2,2$	+10; -15
<b>4</b>	1. tvar kroutivého kmitání	4,06	$\pm 0,06$	3,87	$-4,9 \pm 1,5$	+10; -15
<b>5</b>	2. tvar svislého ohybového kmitání	4,56	$\pm 0,06$	4,67	$2,4 \pm 1,2$	$\pm 15$
<b>6</b>	2. tvar vodorovného příčného kmitání mostu	5,63	$\pm 0,06$	5,80	$2,9 \pm 1,0$	$\pm 15$



Tab. 10: Porovnání naměřených vlastních frekvencí [10] a vlastních frekvencí vypočtených v programu AxisVM.

		Naměřené vlastní frekvence		Vlastní frekvence vypočtené programem AxisVM	Odchylka vlastních frekvencí	Mezní odchylka vlastních frekvencí
	Popis odpovídajícího vlastního tvaru	$f$ [Hz]	$U_{k=2}$ [Hz]	$f$ [Hz]	$\Delta \pm U_{k=2}$ [%]	$\Delta$ [%]
<b>1</b>	1. tvar vodorovného příčného kmitání mostu	1,81	$\pm 0,06$	1,68	$-7,7 \pm 3,6$	+10; -15
<b>2</b>	1. tvar vodorovného příčného kmitání oblouku	2,47	$\pm 0,06$	2,49	$0,8 \pm 2,4$	+10; -15
<b>3</b>	1. tvar svislého ohybového kmitání	2,78	$\pm 0,06$	2,72	$-2,2 \pm 2,2$	+10; -15
<b>4</b>	1. tvar kroutivého kmitání	4,06	$\pm 0,06$	3,81	$-6,6 \pm 1,6$	+10; -15
<b>5</b>	2. tvar svislého ohybového kmitání	4,56	$\pm 0,06$	4,41	$-3,4 \pm 1,4$	$\pm 15$
<b>6</b>	2. tvar vodorovného příčného kmitání mostu	5,63	$\pm 0,06$	5,05	$-11,5 \pm 1,2$	$\pm 15$

Jak je vidět z tabulek, tak mezní odchylky vlastních frekvencí jsou dodrženy při porovnání naměřených hodnot s výsledky z obou programů. Z tabulek je též patrné, že hodnoty získané z programu ANSYS vykazují menší odchylky od hodnot naměřených při dynamické zatěžovací zkoušce než hodnoty získané programem AxisVM. Tedy hodnoty z podrobnějšího modelu jsou dle předpokladů přesnější než hodnoty z prutového modelu. Ovšem pro vyšetření vlastních frekvencí stačí i model jednodušší.

## 5 Dynamická analýza

Cílem kapitoly je posouzení dynamického chování hlavní nosné konstrukce od buzení skutečným provozem.

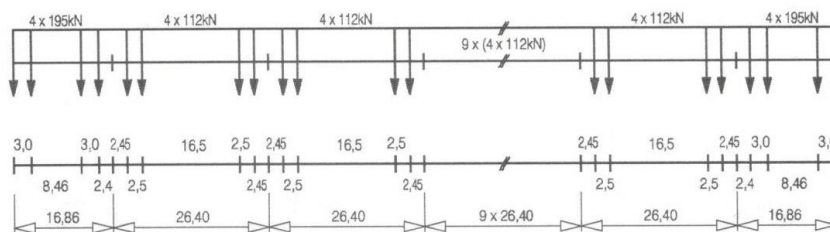
### 5.1 Model a schéma zatížení

Za účelem ověření chování konstrukce od buzení skutečným provozem byl v programu ANSYS nasimulován pojezd vlakem, jak je již uvedeno v kapitole 2.1.

Pro dynamickou analýzu se používá paleta skutečných vlaků, uvedených v ČSN EN 1991-2, příloha F viz Obr. 47 a Obr. 48.

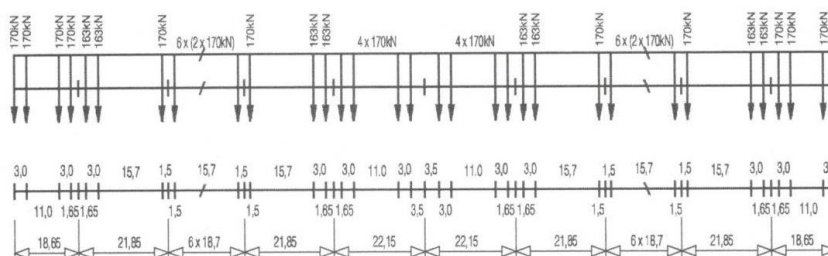
Typ A

$$\Sigma Q = 6936 \text{ kN} \quad V = 350 \text{ km/h} \quad L = 350,52 \text{ m} \quad q = 19,8 \text{ kN/m'}$$



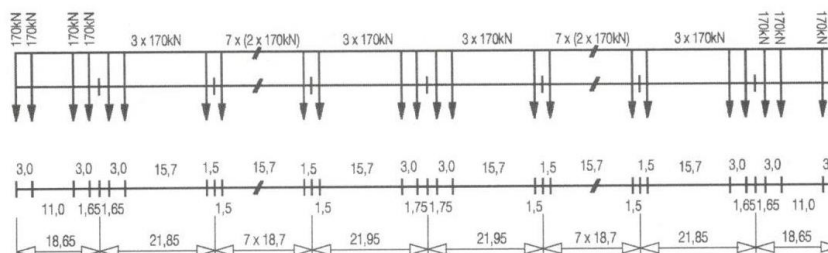
Typ B

$$\Sigma Q = 8784 \text{ kN} \quad V = 350 \text{ km/h} \quad L = 393,34 \text{ m} \quad q = 22,3 \text{ kN/m'}$$



Typ C

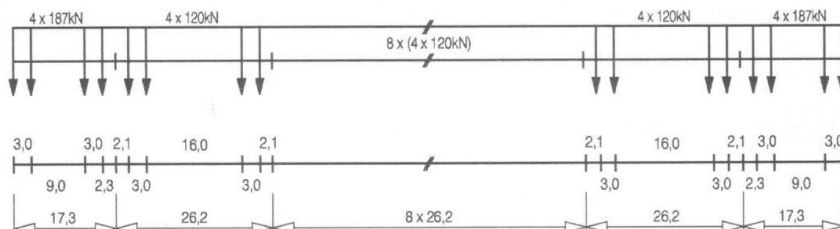
$$\Sigma Q = 8160 \text{ kN} \quad V = 350 \text{ km/h} \quad L = 386,67 \text{ m} \quad q = 21,1 \text{ kN/m'}$$



Obr. 47: Schémata skutečných vlaků – typy A až C [6].

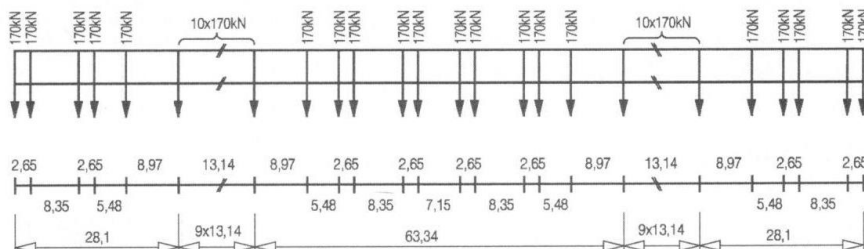
#### Typ D

$$\Sigma Q = 6296 \text{ kN} \quad V = 350 \text{ km/h} \quad L = 295,70 \text{ m} \quad q = 21,3 \text{ kN/m'}$$



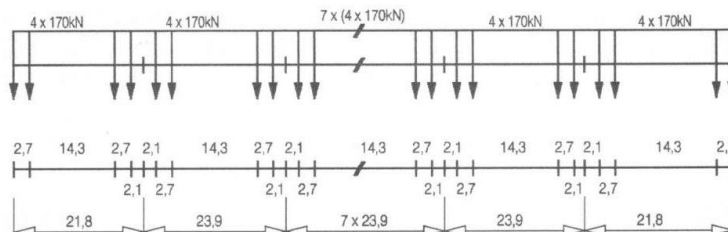
#### Typ E

$$\Sigma Q = 6800 \text{ kN} \quad V = 350 \text{ km/h} \quad L = 356,05 \text{ m} \quad q = 19,1 \text{ kN/m'}$$



#### Typ F

$$\Sigma Q = 7480 \text{ kN} \quad V = 350 \text{ km/h} \quad L = 258,70 \text{ m} \quad q = 28,9 \text{ kN/m'}$$

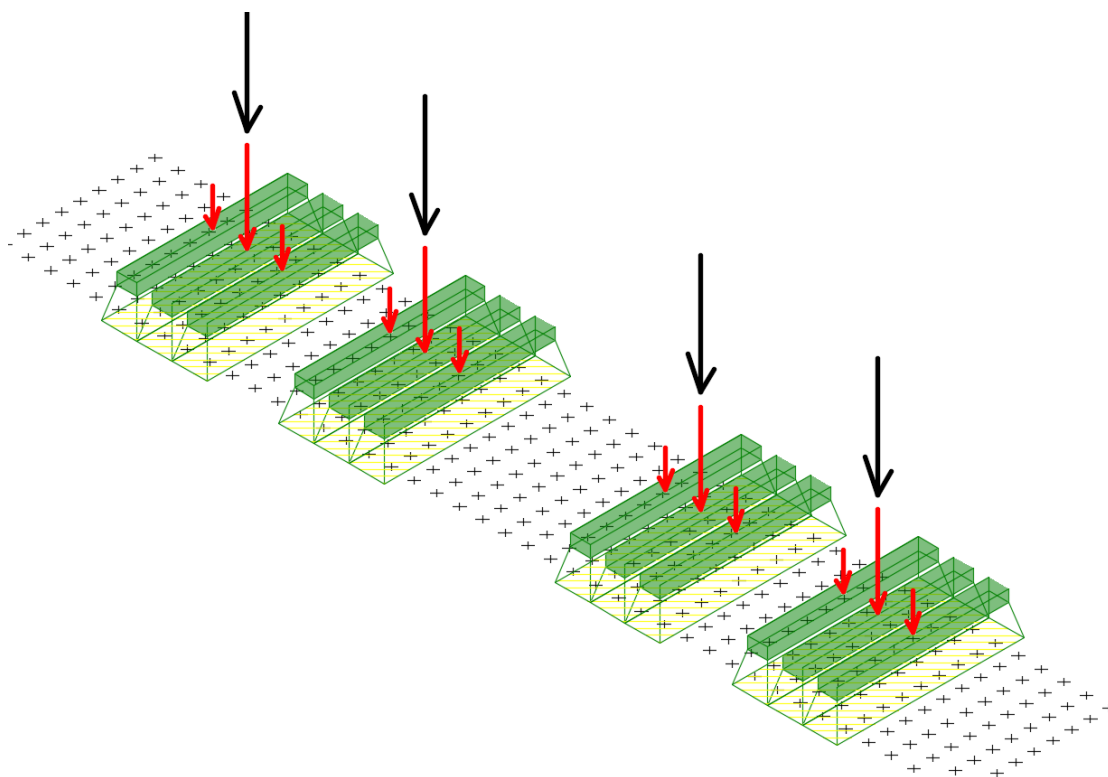


Obr. 48: Schémata skutečných vlaků – typy D až F [6].

V této práci je z důvodu časového i věcného rozsahu práce vybrán pouze vlak typu F. Stejně jako u modelu zatížení LM71 v kapitole 2.2 v části ZS7 – Zatížení dopravou – LM71, je proveden roznos daného zatížení. Roznos je proveden jak v podélném, tak v příčném směru. Veškeré roznosy jsou provedeny v poměru 1:4.

Každá osová síla je v podélném směru roznesena „na tři pražce“, kdy prostřední síla je polovina nápravového zatížení a druhá polovina zatížení je rozdělena na krajní síly. Každá z těchto sil je od pražce v poměru 1:4 roznesena šterkovým ložem na mostovkový plech. Příčně je zatížení rozneseno tak, jak je popsáno v kapitole 2.1, tedy opět od pražce v poměru 1:4. Po tomto přepočítání každé osové nápravové síly na plošné zatížení působící na mostovku je plošné zatížení rozpočítáno na kilogramy

působící v jednotlivých uzlech mostovky. Celý proces roznosu sil je naznačen na Obr. 49.



Obr. 49: Schéma roznosu zatížení.

## 5.2 Posouzení a porovnání výsledků dynamické analýzy

V dynamické analýze provedené v rámci projektu byly vyhodnoceny všechny typy zatěžovacích vlaků, tedy typy A až F. Pro každý vlak byly uvažovány rychlosti 20 m/s, 30 m/s, 40 m/s, 45 m/s a 53 m/s. Byla provedena lineární dynamická analýza pro posouzení dynamického chování oblouku. U každého pojezdu byl vyhodnocen maximální příčný průhyb závěsů  $u_y$  a maximální příčný průhyb oblouku  $u_y$  [1].

V rámci této práce jsou vyhodnoceny dvě rychlosti přejezdu vlaku, a to rychlost 20 m/s, což je přibližně 80 km/h a rychlost 53 m/s, což je cca 190 km/h. Rychlost přejezdu 80 km/h je vybrána z důvodu, že nákladní vlaky přes most přibližně touto rychlostí jezdí, a tudíž je důležité znát dynamické chování konstrukce při tomto dynamickém zatížení. Rychlost 190 km/h, což představuje 1,2-násobek traťové rychlosti na mostě, je vybrána pro zjištění účinků na konstrukci při vysoké traťové rychlosti v případě budoucího zvyšování traťové rychlosti nebo použití obdobné konstrukce na jiném úseku železniční dopravní cesty.

Útlum je zadán a uvažován shodně s dynamickou analýzou provedenou v rámci projektu. Obecně se uvažuje dle ČSN EN 1991-2 jako 0,5 % kritického útlumu. Tento útlum se uvažuje v celém frekvenčním spektru. Tato specifikace ale nezohledňuje další specifika konstrukce jako je rozdílný materiál, způsob uložení koleje v kolejovém loži atd. Proto v posudku bylo využito doporučení Guideline for estimating structural

damping of railway bridges, Background D5.2-S2 [11], jež umožňuje zpřesnit útlum konstrukce. V případě této konstrukce platí  $\zeta_{tot} = 0,0064$ . Z toho vyplývají koeficienty viskózního útlumu pro matici hmotnosti a tuhosti:  $\alpha_s = 0,0527$  (mass) a  $\beta_s = 6,269 \cdot 10^{-4}$  (stiffness) [1].

Dynamická analýza využívá systém přímé integrace, která analyzuje každý časový okamžik pojezdu v zadaném intervalu a integruje silové a deformační účinky. Výsledkem je pak průběh silové a deformační odezvy v čase.

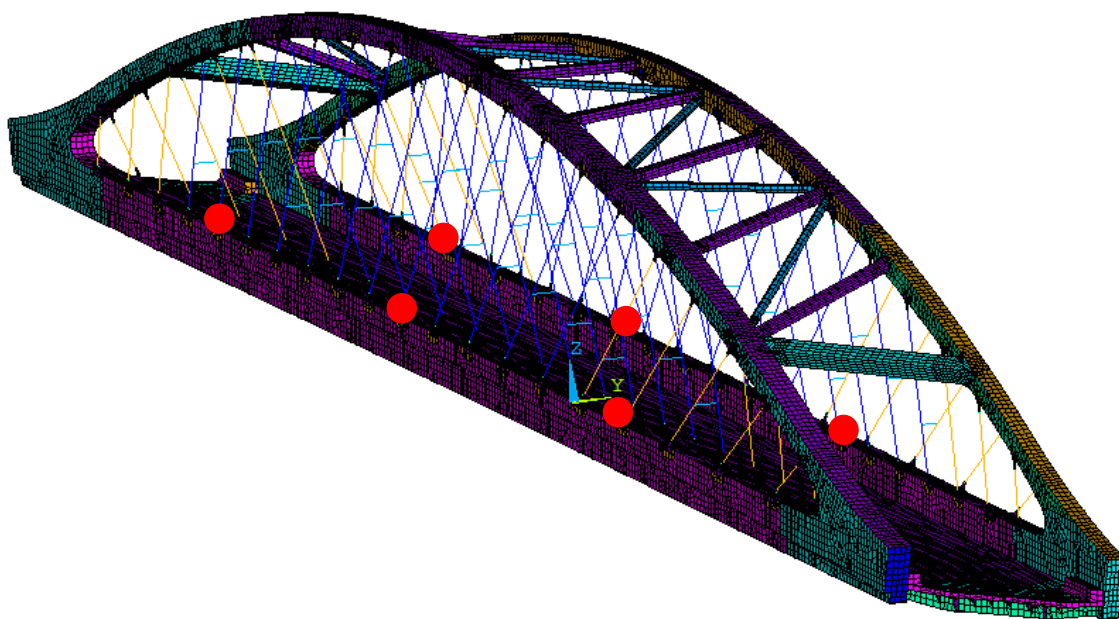
V Tab. 11 následuje porovnání výsledků dynamické analýzy provedené v rámci projektu s výsledky získanými v programu ANSYS. Jsou porovnány maximální příčné výchylky oblouku  $u_{y1}$  a maximální příčné výchylky závěsů  $u_{y2}$ .

Tab. 11: Srovnání příčných výchylek [1].

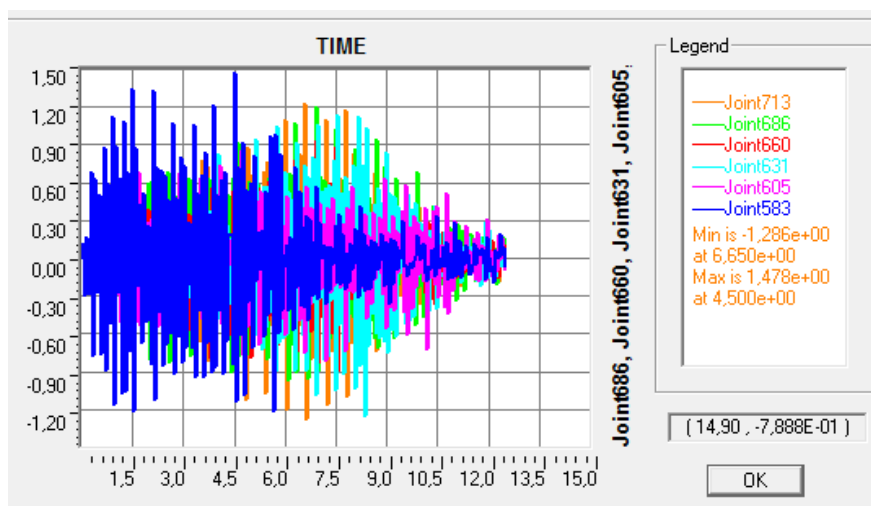
Rychlost pojezdu	Projekt		ANSYS	
	$u_{y1}$ [mm]	$u_{y2}$ [mm]	$u_{y1}$ [mm]	$u_{y2}$ [mm]
20 m/s	7,4	7,3	6,1	6,5
53 m/s	3,2	3,8	2,8	3,2

Jak je vidět na první pohled, výsledky se od sebe liší. V analýze provedené pro diplomovou práci vycházejí příčné výchylky příznivěji. Po uvážení možných příčin je zhodnoceno, že na výsledky má rozhodující vliv fakt, že ve výpočtu v projektu je odezva konstrukce na buzení osamělými silami, bez roznosu zatížení. Výpočet v projektu byl proveden pomocí programu CSI Bridge, který roznos neumožňuje. V programu ANSYS však roznos proveden je, a tudíž jsou výsledky příznivější.

V projektu je krom jiného uveden i graf znázorňující časový záznam zrychlení při průjezdu vlaku typu F rychlostí 53 m/s. Tyto hodnoty jsou vyhodnoceny pro body v polovině a ve čtvrtinách rozpětí trámů hlavních nosníků [1]. Totéž je provedeno i v programu ANSYS a výsledky jsou opět porovnány.



Obr. 50: Poloha bodů, kde je provedeno zhodnocení zrychlení.

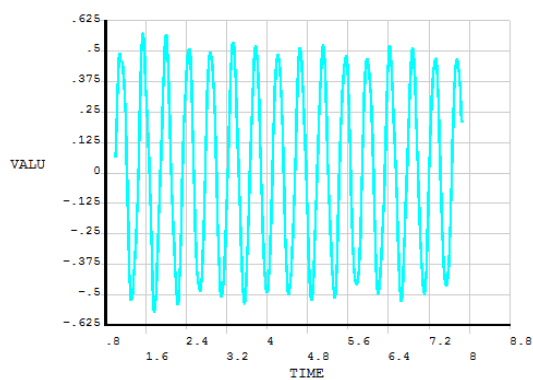


Obr. 51: Časový záznam zrychlení z programu CSI Bridge [1].



1  
POST26  
az\_1

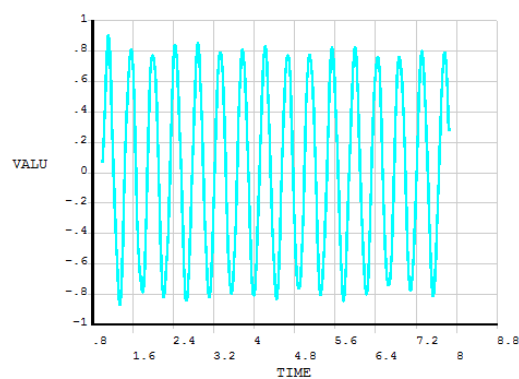
ANSYS  
R14.5



Obr. 52: Časový záznam zrychlení bodu 1.

1  
POST26  
az\_2

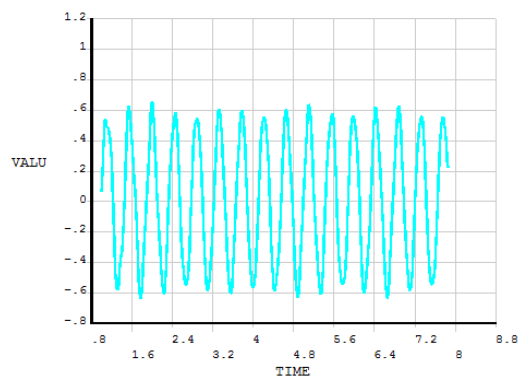
ANSYS  
R14.5



Obr. 53: Časový záznam zrychlení bodu 2.

1  
POST26  
az\_3

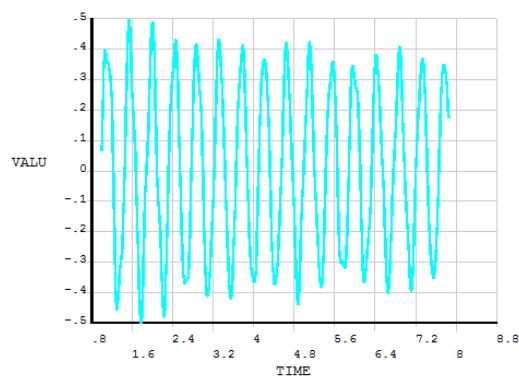
ANSYS  
R14.5



Obr. 54: Časový záznam zrychlení bodu 3.

1  
POST26  
az\_4

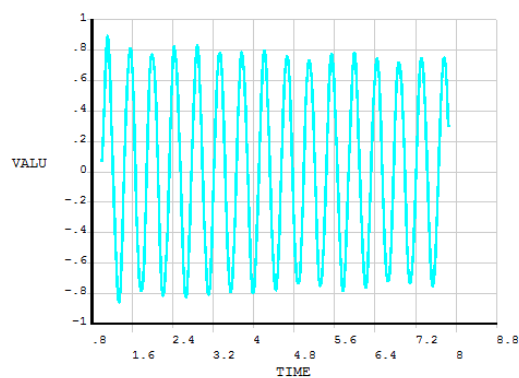
ANSYS  
R14.5



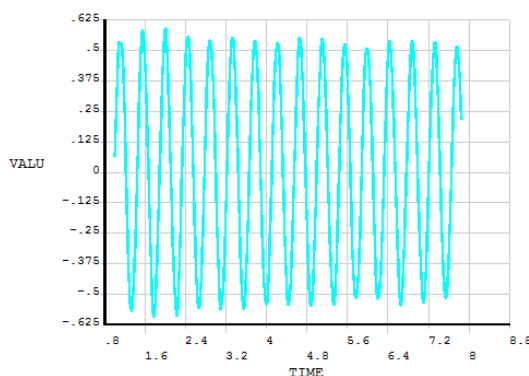
Obr. 55: Časový záznam zrychlení bodu 4.

1  
POST26  
az\_5

ANSYS  
R14.5



Obr. 56: Časový záznam zrychlení bodu 5.



Obr. 57: Časový záznam zrychlení bodu 6.

Grafy časových záznamů zrychlení jsou získány pomocí druhé derivace podle času vypočtené svislé výchylky.

Z uvedených grafů je patrné, že i z hlediska zrychlení jsou výsledky z programu ANSYS příznivější. Hodnoty svislého zrychlení v programu CSI Bridge se pohybují v rozmezí -1,2 až 1,5 m/s, zatímco hodnoty spočítané v programu ANSYS jsou přibližně v rozmezí -0,85 až 0,85 m/s.

Hodnota zrychlení je veličina, která se posuzuje při hodnocení úrovně pohody cestujících. Pohoda cestujících závisí na svislém zrychlení  $b_v$  uvnitř vagónu při jízdě před mostem, po mostě a za mostem. Má se stanovit úroveň pohody a s tím spojené mezní hodnoty zrychlení svislého kmitání. Kritérium, podle kterého se tato úroveň posuzuje, je uvedeno v ČSN EN 1990 ed. 2, viz Tab. 12.

Tab. 12: Doporučené úrovně pohody [7].

Úroveň pohody	Svislé zrychlení $b_v$ [m/s <sup>2</sup> ]
velmi dobrá	1,0
dobrá	1,3
příjemná	2,0

Z grafů je patrné, že úroveň pohody lze označit jako dobrou. Vzhledem k tomu, že byla posuzována rychlost vyšší než je rychlost traťová a byl použit model zatížení, jež představuje spíše vlak nákladní než osobní, lze předpokládat, že úroveň pohody při skutečné jízdě vlakem je velmi dobrá.

# Závěr

Cílem práce bylo provést několik statických a dynamických úloh v prostředí programu ANSYS a AxisVM. Získané výsledky porovnat se skutečným měřením, s výpočtem a porovnat vliv modelu na určité veličiny.

První kapitola je věnována stručnému seznámení s posuzovaným mostním objektem a popisu technických parametrů ocelové konstrukce mostu. V druhé kapitole následuje popis modelů v obou programech, zahrnující popis použitých prvků, materiálové charakteristiky, okrajové podmínky – zatížení a podepření konstrukce, a výčet provedených analýz. Poslední část druhé kapitoly se zabývá porovnáním výsledků analýz z obou programů. Tímto porovnáním bylo zjištěno, že modely z hlediska základních ověření chování konstrukce nevykazují přílišné rozdíly, čímž byla ověřena správnost naladění modelů. Hodnoty získané analýzou v programu ANSYS byly cca o 5 % vyšší než v programu AxisVM, což bylo způsobeno rozdílným roznášením zatížení a zaokrouhlováním.

Ve třetí kapitole je popsána modální analýza konstrukce. V rámci této kapitoly je ověřena nutnost provedení dynamické analýzy konstrukce na základě vlastních frekvencí dle normy a následné posouzení mezního stavu použitelnosti. Výsledkem této analýzy je, že most splňuje veškerá normová ustanovení. Současně ale bylo poukázáno na to, že norma nezohledňuje některá specifika mostu, a tudíž je potřeba provést dynamickou analýzu mostu.

Čtvrtá kapitola se tedy zabývá dynamickou zatěžovací zkouškou, jež byla na mostě provedena. V této kapitole jsou porovnány výsledky modální analýzy z obou programů s výsledky ze skutečného měření. Porovnáním bylo zjištěno, že výsledky vykazují rozdíly. Po analýze možných příčin, čím jsou tyto rozdíly způsobeny, bylo zjištěno, že uvažované podepření konstrukce dostatečně nevystihuje skutečné chování ložisek. Tíha konstrukce totiž způsobuje takové tření v ložiskách, že je mnohem přesnější uvažovat ložiska jako neposuvná. Následovala úprava obou modelů a nové posouzení shody výsledků naměřených a vypočítaných, které ukázalo, že odchylky hodnot splňují normou dané meze.

Pátá kapitola je věnována dynamické odezvě konstrukce na zatížení dopravou. V rámci této kapitoly byl v programu ANSYS namodelován pojezd vlakem při rychlostech 20 m/s a 53 m/s. Výsledky získané z tohoto modelu byly porovnány s výsledky dynamické analýzy, jež byla provedena v rámci projektu. Příznivější výsledky z analýzy provedené v této práci jsou zapříčiněny jednak přesnějším modelem a také tím, že v analýze provedené v rámci projektu nebyl uvažován roznos zatížení kolejovým ložem, což způsobilo větší výchylky konstrukce. Na závěr bylo posouzeno kritérium pohody, jehož výsledkem je konstatování, že byla dosažena úroveň pohody dobrá.

# Bibliografie

- [1] EXPROJEKT S.R.O., . *Rekonstrukce mostu v km 80,930 trati Hohenau (ÖBB) – Přerov, SO 02-19-01 Železniční most v km 80,930 trati Hohenau (ÖBB) – Přerov: Projektová dokumentace*. Brno, 2014.
- [2] ROSE, David. Oskar – unikátní ocelový most přes Dyji. *Materiály pro stavbu*. 2016, **22**(09), 43-47.
- [3] ROSE, David. *Oskar: Prezentace k projektu*. Brno, 2015.
- [4] ANSYS, INC. *ANSYS Mechanical [program]*. Release 14.5. 2012. Dostupné také z: <http://www.ansys.com/>
- [5] INTERCAD. *AxisVM13*. Release 3d. 2016. Dostupné také z: <http://axisvm.eu/index.html>
- [6] ČSN EN 1991-2 ed. 2: *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou*. Ed. 2. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2015.
- [7] ČSN EN 1990 ed. 2: *Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí*. Ed. 2. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2015.
- [8] KAŠPÁREK, Jiří. *Vliv šikmosti na dynamické chování železničního mostu*. Praha, 2015. Bakalářská práce. České vysoké učení technické v Praze. Vedoucí práce Pavel Ryjáček.
- [9] ČSN 73 6209: *Zatěžovací zkoušky mostů*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 1996.
- [10] POLÁK, Michal. *PROTOKOL číslo: 132 004 / 2016 o zkoušce: Dynamická zatěžovací zkouška a brzdňá zkouška rekonstrukce železničního mostu v km 80,930 trati Hohenau (ÖBB) - Přerov*. Praha: ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ v PRAZE FAKULTA STAVEBNÍ–ZKUŠEBNÍ LABORATOŘ, 2016.
- [11] FELTRIN, G. a D. GSELL *Sustainable Bridges: Assessment for Future Traffic Demands and Longer Lives* [online]. Dübendorf: Swiss Federal Laboratories for Materials Science and Technology, 2007, 2017-11-30 [cit. 2017-01-13]. Dostupné z: <https://www.scribd.com/document/163126306/20120302-100952-1390-SB5-2-S2>

# Seznam obrázků

Obr. 1: Most Oskar [1].	2
Obr. 2: Porovnání vlastních tvarů a frekvencí Langrova trámu a síťovaného oblouku [3].	3
Obr. 3: Schematický podélný řez.	4
Obr. 4: Vzorový příčný řez.	4
Obr. 5: Geometrie modelu [1].	7
Obr. 6: Celkový model konstrukce.	7
Obr. 7: Fotografie připojení táhla k trámu [1].	8
Obr. 8: Připojení táhel k hlavním trámům.	9
Obr. 9: Detail připojení táhla s čísly prvků.	9
Obr. 10: Zatížení od železničního svršku.	11
Obr. 11: Způsob nadefinování MASS prvků.	11
Obr. 12: Schéma příčného roznosu zatížení vlakem.	12
Obr. 13: Prutový model konstrukce.	13
Obr. 14: Rendrovaný model konstrukce.	13
Obr. 15: Vlastní tíha.	15
Obr. 16: Doplněk vlastní tíhy.	15
Obr. 17: Balast.	16
Obr. 18: Kolejové lože.	16
Obr. 19: Hodnoty zatížení kolejovým ložem.	17
Obr. 20: Izolace kolejového lože.	17
Obr. 21: Hodnoty zatížení izolací.	18
Obr. 22: Železniční svršek.	18
Obr. 23: Hodnoty zatížení železničním svrškem na jenom konci mostu.	19
Obr. 24: Hodnoty zatížení železničním svrškem na druhém konci mostu.	19
Obr. 25: Schéma zatížení LM71.	20
Obr. 26: Roznos nápravového zatížení.	20
Obr. 27: Schéma zatížení použité v modelu.	20
Obr. 28: Zatížení LM71.	20
Obr. 29: Hodnoty zatížení LM71.	21
Obr. 30: Reakce v programu ANSYS.	22
Obr. 31: Reakce v programu AxisVM.	22
Obr. 32: Svislé deformace v modelu ANSYS.	23
Obr. 33: Svislé deformace v programu AxisVM.	23
Obr. 34: Napětí Von Mises v programu ANSYS.	24
Obr. 35: Napětí Von Mises v programu AxisVM.	24
Obr. 36: 1. vlastní ohybový tvar v programu ANSYS.	25
Obr. 37: 1. vlastní ohybový tvar v programu AxisVM.	25
Obr. 38: Vývojový diagram pro rozhodnutí, zda se požaduje dynamická analýza [6].	26
Obr. 39: Definice zkroucení hlavní nosné konstrukce.	28
Obr. 40: Schéma úvahy při výpočtu $\delta_v$ a $\delta_h$ .	29



Obr. 41: Maximální přípustné svislé průhyby železničních mostů.....	30
Obr. 42: Grafy porovnání výsledků vlivu šikmosti na dynamické chování [8]. .....	31
Obr. 43: Měření zrychlení trámu ve sledovaných bodech konstrukce AZ31 a AY31 pomocí snímačů zrychlení 8344 (vlevo) a 4507 B005 (vpravo) [10]. .....	34
Obr. 44: Měření zrychlení oblouku ve sledovaných bodech konstrukce AZ73 a AY73 pomocí indukčních snímačů zrychlení B12/200 [10]. .....	35
Obr. 45: Měření zrychlení táhla pomocí snímače zrychlení TLA 05N [10]. .....	35
Obr. 46: Přehled měřených bodů – rozmístění v podélném směru [10]. .....	36
Obr. 47: Schémata skutečných vlaků – typy A až C [6]. .....	40
Obr. 48: Schémata skutečných vlaků – typy D až F [6]. .....	41
Obr. 49: Schéma roznosu zatížení.....	42
Obr. 50: Poloha bodů, kde je provedeno zhodnocení zrychlení. ....	44
Obr. 51: Časový záznam zrychlení z programu CSI Bridge [1]. ....	44
Obr. 52: Časový záznam zrychlení bodu 1. ....	45
Obr. 53: Časový záznam zrychlení bodu 2. ....	45
Obr. 54: Časový záznam zrychlení bodu 3. ....	45
Obr. 55: Časový záznam zrychlení bodu 4. ....	46
Obr. 56: Časový záznam zrychlení bodu 5. ....	46
Obr. 57: Časový záznam zrychlení bodu 6. ....	47

# Seznam tabulek

Tab. 1: Materiálové vlastnosti zadané v programu ANSYS.....	10
Tab. 2: Materiálové vlastnosti zadané v programu AxisVM.....	14
Tab. 3: Porovnání hodnot reakcí.....	21
Tab. 4: Porovnání průhybu.....	23
Tab. 5: Porovnání vlastních frekvencí.....	25
Tab. 6: Mezní odchylky vlastních frekvencí.....	33
Tab. 7: Popis užitých snímačů zrychlení [10].....	34
Tab. 8: Porovnání výsledků měření [10] a vypočtených výsledků.....	37
Tab. 9: Porovnání naměřených vlastních frekvencí [10] a vlastních frekvencí vypočtených v programu ANSYS.....	38
Tab. 10: Porovnání naměřených vlastních frekvencí [10] a vlastních frekvencí vypočtených v programu AxisVM.....	39
Tab. 11: Srovnání příčných výchylek [1].....	43
Tab. 12: Doporučené úrovně pohody [7].....	47